

---

---

Università degli Studi di Napoli Federico II  
Facoltà di Ingegneria

---

---



ROBERTA FONTI

# LA STATICA DELLE MURATURE IN PIETRA GREZZA

*TUTOR: PROF. ING. F. M. MAZZOLANI*

*Tesi di Dottorato  
XXV ciclo*

*Il Coordinatore  
Prof. Ing. Luciano ROSATI*

---

---

*Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni*

---

---

---

## INDICE GENERALE

INDICE GENERALE .....	i
indice delle figure.....	v
indice delle tabelle .....	xxi
SOMMARIO .....	xxiii
ABSTRACT .....	xxvi
RINGRAZIAMENTI.....	xxix
About the author.....	xxxi
PREMESSA .....	i
I. LA TRATTATISTICA STORICA E GLI ASPETTI MORFOLOGICO - COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza.....	1
1 LE MURATURE STORICHE: la regola dell'arte muraria .....	1
1.1 Generalità.....	1
1.2 Nozioni teoriche, sperimentali e pratiche intorno all'ars aedificandi: Il contributo della trattatistica storica - cenni .....	2
1.2.1 Delle Pietre .....	4
1.2.2 Della Calce.....	19
1.2.3 Dei Muri.....	32
Bibliografia capitolo 1 .....	56
2 ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza .....	57
2.1 De' muri in pietra viva .....	59
2.1.1 L'opera Isodoma e Pseudoisodoma: la Pietra Concia.....	81
2.2 Dall'opera Incerta ed in Pietra Grezza ai muri misti .....	83
2.2.1 L'Opera Incerta ed in pietra rozza.....	83
2.2.2 De' muri misti .....	86
Bibliografia capitolo 2.....	90
II. COMPORTAMENTO MECCANICO E METODOLOGIE DI ANALISI .....	91
3 LA QUALITA' MECCANICA DELLE MURATURE ed i meccanismi locali di collasso .....	93
3.1 La meccanica della muratura in pietra grezza .....	93
3.2 I meccanismi di collasso .....	100

3.2.1	LE SOLLECITAZIONI NEL PIANO: i meccanismi di secondo modo	100
3.2.2	LE SOLLECITAZIONI FUORI DAL PIANO: i meccanismi di primo modo	105
3.3	La legge forza spostamento di una parete monolitica	106
	Bibliografia capitolo 3	107
4	METODOLOGIE DI ANALISI: le costruzioni esistenti	109
4.1	L'inquadramento normativo	109
4.1.1	Le verifiche locali	110
4.2	L'analisi cinematica	112
4.2.1	Il metodo dell'equilibrio alla rotazione	120
4.2.2	Il metodo del PLV	122
	Bibliografia capitolo 4	125
III.	LA CAMPAGNA SPERIMENTALE: I muri isolati	127
5	<<L'URGENZA>> DI SPERIMENTARE: il caso studio De L'Aquila	129
5.1	La Città de L'Aquila: Inquadramento storico - sismico e tecnico – costruttivo	129
5.1.1	La Città de L'Aquila: concetti estetici e spaziali a cavallo fra i grandi sismi	130
5.1.2	Il lessico costruttivo: le murature Aquilane	138
5.2	Prove sperimentali realizzate in situ: Città de L'Aquila	141
5.2.1	La Campagna sperimentale: i luoghi	141
5.2.2	Il programma di Prove	143
5.2.3	Le Tecniche di rinforzo adottate	144
5.2.4	I meccanismi di collasso a primo modo: modalità di prova	157
5.2.5	I meccanismi di collasso a secondo modo	159
	Bibliografia capitolo 5	175
6	<<L'URGENZA>> DI SPERIMENTARE: il caso studio Reggio di Calabria	179
6.1	La Città di Reggio Calabria: Inquadramento storico - sismico e tecnico – costruttivo	179
6.1.1	La Città di Reggio Calabria fra distruzioni e rifacimenti: le "Grandi" catastrofi	181
6.1.2	Il lessico costruttivo: le murature del Reggino	185
6.2	Prove sperimentali realizzate in situ: Città di Reggio Calabria	189
6.2.1	La Campagna sperimentale: i luoghi	189

---

6.2.2	Il programma di Prove.....	191
6.2.3	Le Tecniche di rinforzo adottate.....	194
6.2.4	I meccanismi di collasso a primo modo: modalità di prova 202	
6.2.5	I meccanismi di collasso a secondo modo.....	209
	Bibliografia capitolo 6.....	223
IV.	OSSERVAZIONI, PROPOSTE E SVILUPPI FUTURI.....	225
7	UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA GREZZA: la legge Forza-Spostamento.....	227
7.1	La risposta fuori dal piano.....	228
7.1.1	I pannelli di Via Pretratti: Le Murature Aquilane .....	231
7.1.2	I Test Ciclici .....	238
7.2	Il Blocco Rigido come riferimento cedevole: Un modello per la muratura in pietra grezza .....	246
	Bibliografia capitolo 7.....	259
8	PROVE SPERIMENTALI IN SITU: evidenze <<pratiche>> ed osservazioni.....	263
8.1	I meccanismi da blocco rigido: fenomenologia di un collasso 263	
8.2	La sezione di rottura e l'irregolarità delle superficie di frattura 267	
8.3	La disconnessioni interne: attrito, coesione ed ingranamento per forma.....	270
8.4	Una possibile interpretazione per i meccanismi locali di collasso aquilani.....	272
	Bibliografia capitolo 8.....	275
	Appendice A .....	277





---

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 La Tensione Tangenziale e il criterio di rottura secondo Coulomb (Benvenuto, 1981) .....	5
Figura 1.2 Risultati sperimentali ottenuti da Tredford circa la Resistenza Relativa delle Pietre. (Borgnis, 1842) .....	6
Figura 1.3 Risultati sperimentali ottenuti da Barlow circa la Resistenza Relativa dei mattoni. (Borgnis, 1842) .....	7
Figura 1.4 Risultati sperimentali ottenuti da Tredford. (Borgnis, 1842)....	7
Figura 1.5 Strumentazione di prova ideata da Gauthey. (Rondelet, 1832)	8
Figura 1.6 Risultati delle prove effettuate da Gauthey. I valori indicati si riferiscono a quelli medi riferiti ad una superficie pari ad un piede quadrato parigino. (Borgnis, 1842) .....	8
Figura 1.7 Strumentazione di prova utilizzata da Rondelet. (Rondelet, 1832).....	10
Figura 1.8 Strumentazione di prova utilizzata da Rondelet: Dettagli (Rondelet, 1832) .....	11
Figura 1.9 Risultati delle prove effettuate da Rondelet su cubetti di pietra. (Borgnis, 1842).....	12
Figura 1.10 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sui marmi (Cavalieri, 1839) .....	13
Figura 1.11 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sui marmi (Cavalieri, 1839) .....	14
Figura 1.12 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sulle pietre dure (Cavalieri, 1839).....	14
Figura 1.13 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sulle pietre dure (Cavalieri, 1839).....	15
Figura 1.14 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sulle pietre tenere (Cavalieri, 1839).....	15

Figura 1.15 Tavola IV: Immagini 1 e 2 - Incassatura o tavolato per fabbricare i muri formacei, veduto esternamente 1. Tavole a maschio e femmina fortificate da altre tavole messe a traverso, segnate 2, e fissate da forti chiodi ribaditi 3. Travicelli portanti una spina al basso, chiamati colonnette 4. Traversi chiamati chiavi, forati da due lunghe piaghe nelle quali si mettono i travicelli o colonnette 5. Cunei di legno che servono a serrare le banche al basso contro la grossezza del muro 6. Bastoncelli chiamati grossezze del muro che servono a determinare lo spessore del muro all'alto del tavolato 6. Bastone breve che serve di randello per stringere i legami delle corde che fermano le colonnette all'alto 7. Pillone C, d. Pendio di 60 gradi fatto all'estremità dei tavolati mobili, per servire a legare le corsie tra loro; Immagine 3 - Terra preparata ed altri strumenti all'uso degli operai; Immagine 4 - Intavolatura pei muri formacei costrutti diversamente da 8. a16. - Dettagli e strumenti di lavoro relativi alle Immagini 1, 2, 3, 4; Immagine 5 - Quadro per formare i mattoni di calce; Immagine 6 - Mattoni di calce foggiate, col quadro smontato da 17. a 20 - Dettagli relativi alle Immagini 5 e 6 (Rondelet, 1832) .....	18
Figura 1.16 A) Calcinazione del calcare; B) Lamia a copertura del cumulo di calcare in cottura: Foto (J. P. Adam, 2008) .....	23
Figura 1.17 Illustrazione grafica forno per cottura delle malte: Foce; (J. P. Adam, 2008) A apertura per l'immissione del combustibile; B aria fresca, evacuazione delle bataci; C ventilazione; D camera di riscaldamento con mattoni refrattari; F sfiatatoi (13 in tutto); G lamia; H strato di calce grassa; I cumulo di pietre da cuocere; J riserva di combustibile; K setaccio per la brace; L il fornaciaccio.....	24
Figura 1.18 Risultati delle esperienze sperimentali condotte dal Vicat: l'ordine individua nell'ambito delle Pozzolane artificiali la qualità del composto muovendosi dal migliore (G.A.Borgnis, 1842).....	28
Figura 1.19 Risultati delle esperienze sperimentali condotte dal Rondelet circa la resistenza a schiacciamento delle differenti tipologie di malte (N. Cavalieri San-Bertolo, 1839) .....	29
Figura 1.20 Risultati delle esperienze condotte da Rondelet circa la resistenza negativa assoluta (G.A.Borgnis, 1842) .....	30
Figura 1.21 Risultati delle esperienze condotte circa la resistenza a delle differenti tipologie di malte (G.A.Borgnis, 1842).....	31
Figura 1.22 La tabella illustra le diverse proporzioni fra calcina a pozzolana a seconda dei differenti usi (N. Cavalieri, 1839) .....	31
Figura 1.23 L'Attrito secondo Coulomb (Benvenuto, 1981) .....	34

---

Figura 1.24 I massi omogenei soggetti alle spinte: l'individuazione dell'inclinazione della linea di frattura (Borgnis, 1842) .....	37
Figura 1.25 Studi sulla stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: Tavola del trattato originale <i>La Science des Ingénieurs</i> (Belidor, 1813).....	37
Figura 1.26 Studi sulla stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: A) Immagine reperita dalla trattazione del problema esposta dal Benvenuto; B) Giovanni Battista Borra <i>Trattato della Ricognizione Pratica delle resistenze geometricamente dimostrato, Torino 1748</i> (Benvenuto, 1981).....	38
Figura 1.27 Studi sulla stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: Tavola del trattato originale <i>La Science des Ingénieurs</i> (Belidor, 1813).....	39
Figura 1.28 Condizione d'equilibrio limite per la stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: Schema (Benvenuto, 1981).....	39
Figura 1.29 Sulla teoria di Coulomb per le spinte esercitate dai terreni: Schema (Benvenuto, 1981). ....	40
Figura 1.30 Modalità di rottura per ribaltamento fuori dal piano pannello murario, quando AB è eccessivamente grande.(Borgnis, 1848) .....	42
Figura 1.31 Studi sulla stabilità dei muri isolati (Rondelet, 1832).....	42
Figura 1.32 Studi sulla stabilità dei muri isolati (Rondelet, 1832).....	43
Figura 1.33 Studi sulla stabilità dei muri isolati. (Borgnis, 1848) .....	44
Figura 1.34 Fabbriche osservate dal Rondelet – Cavalieri, 1839 .....	52
Figura 1.35 Fabbriche osservate dal Rondelet – Cavalieri, 1839.....	53
Figura 1.36 Fabbriche osservate dal Rondelet – Rapporti formali che governano i rapporti planimetrici fra area occupata dai setti murari e area totale complessiva degli stessi. (Borgnis, 1848) .....	53
Figura 1.37 Fabbriche osservate dal Rondelet – Rapporti formali che governano i rapporti planimetrici fra area occupata dai setti murari e area totale complessiva degli stessi. (Borgnis, 1848).....	54
Figura 2.1 Immagini tratte dalla TAVOLA X – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) intitolata: Opere murarie regolari; le immagini riportate riguardano rispettivamente: Disposizione dell'apparecchio delle pietre di taglio che formano il rivestimento di una costruzione in cerchio, sull'esempio del sepolcro di Cecilia Metella; Apparecchio irregolare, formato da pietre d'ogni dimensione riunite in corsie interrotte da tagli su tutti i sensi; Apparecchio poligono, formato da pietre tagliate in prismi irregolari, sull'esempio delle mura di Fondi (Rondelet, 1832) .....	58

Figura 2.2 Immagini tratte dalla TAVOLA X (Op. Cit.) riguardano rispettivamente: Apparecchio semplice ed a strati regolari in cui ogni pietra forma la grossezza del muro; Apparecchio doppio formato da pietre d'eguali dimensioni, posate a due a due in larghezza ed una sola in lunghezza sopra lo spessore del muro; Apparecchio triplice formato di pietre di eguali dimensioni posate a tre a tre in larghezza ed una in lunghezza sopra lo spessore del muro; Apparecchio analogo a quello in Fig. 2, solo che essendo il muro più grosso una murazione in pietrame riempie l'intervallo fra le pietre che hanno la loro lunghezza in mostra; Disposizione dell'apparecchio di cui si è fatto uso nei rivestimenti in pietra di taglio (Rondelet, 1832) .....	60
Figura 2.3 Immagini tratte dalla TAVOLA III – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) riguarda la forma e la disposizione da dare all'apparecchio murario per una maggiore solidità strutturale (Rondelet, 1832) .....	61
Figura 2.4 Immagini tratte dalla TAVOLA III – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) riguarda la forma e la disposizione da dare all'apparecchio murario per una maggiore solidità strutturale (Rondelet, 1832) .....	61
Figura 2.5 Esempio di taglio secondo i dettami della Stereotomia: Par Biveaux, tecnica che prevede il taglio iniziale di una delle superfici, passando poi a quello dei lati adiacenti, e così via. Il metodo mostrato si pone generalmente in antitesi con il metodo, altrettanto valido del taglio Par Dérobement. Si notino i calibri in legno o cartone. (Migliari, 2009) 62	62
Figura 2.6 TAVOLA LXI – Tomo II, Seconda parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Diverse specie di murazioni secondo Vitruvio (De architectura, Libro II, Cap. VIII); le immagini riportate riguardano rispettivamente: Opus incertum, o aggregato di pietre d'ogni forma, senza e con parti di murazione ordinaria disposte a ranghi di corsie orizzontali nelle cantonate e riempimento intermedio di pietrame, e con ciottoli (Rondelet, 1832) .....	63
Figura 2.7 Utensili impiegati dai Quadratarî per il taglio della pietra. (Chaix, 1890) .....	65
Figura 2.8 TAVOLA XV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Delle opere moderne in pietre di taglio e del vizio dei tagliatori, posatori, periti e verificatori di tali opere di curare più la loro forma e regolarità quale si presenta all'esterno, che la solidità, trascurando la rifinitura dei letti e delle commessure. Le immagini riportate riguardano rispettivamente: Riga superiore - Maniera di posare	

---

le pietre di taglio per formare solide costruzioni; Risultato apparente della maniera da adottare per rimediare ai difetti e agli accidenti risultanti da una posatura negligente, quale è correntemente adottata con biette e assottigliamenti; Riga inferiore - Della maniera di porre in opera, con calce, cunei e biette di legno le pietre tagliate e preparate approssimativamente nelle superfici delle facce interne, dalla quale risulta che il solo spigolo anteriore e le commessure nei margini dei blocchi risultano portare tutto il peso. (Rondelet, 1832).....	67
Figura 2.9 Muri realizzati in pietre conce con struttura <i>regolare</i> (Cavalieri, 1839).....	68
Figura 2.10 Muri realizzati in pietre conce con struttura <i>irregolare</i> (Cavalieri, 1839).....	68
Figura 2.11 TAVOLA XIII – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Delle dimensioni delle pietre. Le immagini riportate riguardano rispettivamente: Prima fila - Blocchi cubici e parallelepipedi; seconda fila - Blocchi e plinti in pietra di taglio e maniere di lavorazione per i letti e le commessure, con incavi dei sedimenti e delle commessure sotto il malinteso pretesto di farvi entrare una maggiore quantità di calcina, e ugnature; Terza fila - Blocchi e plinti con ugnature, adatte in presenza di sedimenti retti e appianati e senza uso di biette - Pietre di taglio, con le facce appianate a martello e con incavature per le corde di sollevamento e rocco egualmente lavorato con mortasa, di antichi templi di Sicilia. (Rondelet, 1832).....	69
Figura 2.12 TAVOLA XVII – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Foro fatto in uno dei pilastri della chiesa di Sainte-Geneviève per conoscere lo stato della costruzione interna (disegni allegati al processo verbale fatto sul luogo dell'ispezione effettuata dal Consiglio dei Fabbricati Civili e dagli Ispettori generali dei Ponti e Strade, nel febbraio 179).....	74
Figura 2.13 Foto – Gallico Marina (RC) – Fabbricato realizzato in pietra rozza si noti la rinzeppatura realizzata in maniera puntuale con elementi fittili che danno continuità e contatto a tutti gli elementi in pietra sopperendo al difetto di forma.....	75
Figura 2.14 Foto – Gallico Marina (RC) – Fabbricato realizzato in pietra rozza: la rinzeppatura.....	76
Figura 2.15 TAVOLA XIV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Dell'apparecchio e della stabilità delle pietre; le figure mostra la Perfezione della posatura presso gli antichi, nelle opere di pietre di taglio di piccola o mediocre dimensione, senza	

calcina e con l'ausilio di perni o ramponi di bronzo o di ferro impiombati e di chiavi di legno tagliate a coda di rondine (Rondelet, 1832). .....	77
Figura 2.16 TAVOLA XIV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Dell'apparecchio e della stabilità delle pietre; le figure mostra Metodo per l'apparecchio dei massicci e dei rivestimenti in pietre di taglio consistente nel dare un'inclinazione verso il centro ai letti delle corsie, nell'esempio del Faro di Edystone, eseguito da Smeaton (Rondelet, 1832). .....	79
Figura 2.17 A) TAVOLA XIV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Dell'apparecchio e della stabilità delle pietre; le figure mostra Metodo per l'apparecchio dei massicci e dei rivestimenti in pietra di taglio, sull'esempio osservato nella costruzione della piramide di Dahchour (Menfi) (Rondelet, 1832); B) Individuazione dei conci lapidei disposti di fascia e di testa e relativa nomenclatura (Giuffrè, 1991). .....	80
Figura 2.18 FIGURE – Libro III, Trattato del Cavalieri – San Bertolo (Op. Cit.) Inerente i modi di concatenare le pietre (Cavalieri, 1839). .....	81
Figura 2.19 FIGURA – Libro III, Trattato del Cavalieri – San Bertolo (Op. Cit.) Inerente l'organizzazione di un apparecchio murario organizzato in opera incerta (Cavalieri, 1839). .....	84
Figura 2.20 Foto pannelli murari centri storici minori – L'Aquila – Muratura in Pietra Grezza. ....	85
Figura 2.21 Foto pannelli murari centri storici minori – Reggio Calabria – Muratura Mista Listata, si notino la presenza di elementi di chiusura d'angolo e di stipite a definizione del maschio murario e la livellazione e formazione delle bancate attraverso filari in mattoni pieni. ....	86
Figura 2.22 TAVOLA LXVI – Tomo II, Seconda parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Murazione di pietrame con rivestimenti di mattoni e pietre di taglio nell'elevazione e nelle sottobasi del tamburo della cupola di S. Pietro, a Roma.; le immagini riportate riguardano rispettivamente: Figure 1, 2 e 3 - Pianta, alzato esterno e sezione di una parte del muro del tamburo della cupola, con dimostrazione degli accidenti occorsi alla costruzione a causa degli ineguali assetti interni Figure da 4 a 7 - Pianta, alzato e prospetto delle diverse specie di costruzione adottate e dell'apparecchio del rivestimento, relativamente a zone particolari dell'elevazione Figure A, B, C - Forme e disposizioni dei rivestimenti in pietra di taglio e in marmo per le opere in muratura di mattoni, secondo quanto proposto da Sebastiano Serlio (Regole generali di architettura, Libro IV, Cap. IX). (Rondelet, 1832). ....	88

---

Figura 2.23 TAVOLA LXI – Tomo II, Seconda parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Diverse specie di murazioni secondo Vitruvio (De architectura, Libro II, Cap. VIII); le immagini riportate riguardano rispettivamente: Opus reticulatum, o pietre a facce quadrate messe assieme in forma di rete, con riempimento intermedio di pietrame; Muratura variata o mista, con parte interna di pietrame e pareti formate alternativamente con un rango di pietre di tufo squadrate e con uno o tre di mattoni triangolari; Isodomum, pseudoisodomum e di altri generi di strutture composte di pietre diversamente lavorate, di diverse forme e misure e variamente disposte, associate a ranghi di mattoni e con riempimento intermedio di pietrame. (Rondelet, 1832) .....	89
Figura 3.1 a) meccanicismo di ribaltamento fuori dal piano in assenza di diatoni; b) cinematisimo in presenza di collegamenti trasversale. (Ceradini, 1992).....	93
Figura 3.2: Differenti tipologie di sezioni trasversali per pannelli murari che presentano un numero di elementi disposti di testa via via sempre minore ed eterogeneamente disposti. (Ceradini, 1992).....	94
Figura 3.3: Diffusione dei carichi, schema. (Ceradini, 1992) .....	95
Figura 3.4: resistenza a trazione in relazione alla capacità all'interfaccia fra gli elementi di sviluppare attrito, schematizzazione. (Ceradini, 1992).....	95
Figura 3.5: pseudoresistenza a trazione, schematizzazione stato fessurativo a cui questa forza si oppone. (Ceradini, 1992) .....	95
Figura 3.6 Sezioni trasversale e longitudinale ed elevato strutturale a confronto; a) tipologia muraria ascrivibile alla categoria dei muri in pietra grezza provvista di elementi di collegamento trasversale quali pseudodiatoni; b) tipologia muraria, sempre realizzata con pietrame grezzo, si evidenzia la presenza di un ingranamento fra le parti appena sufficiente. ....	98
Figura 3.7 Elevato strutturale in pietra grezza si evidenziano scapoli e scaglie di natura fittile fra elementi lapidei di pezzatura maggiore. ....	99
Figura 3.8: a)Schematizzazione crisi per pressoflessione pannello murario; b) Stato tensionale alla base del pannello in condizione di crisi per pressoflessione. (Cangi, 2010).....	101
Figura 3.9: Schematizzazione crisi per pressoflessione pannello murario vari step (Lagomarsino, 2008). ....	101
Figura 3.10: Crisi per fessurazione diagonale; a) Primo stadio fessurazione pannello; b) secondo stadio fessurazione del pannello in senso opposto, formazione della Croce di Sant'Andrea. (Cangi, 2010) .....	102
Figura 3.11: Crisi per fessurazione diagonale (Lagomarsino, 2008).....	102



Figura 3.12: Crisi per taglio da scorrimento. ....	103
Figura 3.13: Schematizzazione crisi per taglio-scorrimento, vari step (Lagomarsino, 2008). ....	103
Figura 3.14: Distribuzione delle tensioni sulla superficie di scorrimento. (Cangi, 2010) .....	104
Figura 3.15: Crisi per ribaltamento rigido dell'intero pannello. ....	104
Figura 3.16: Meccanismi di collasso II modo individuati a seguito di campagna sperimentale (Giuffrè, 1993): A. lesione sub verticale; B. lesione con separazione triangolare secondo una diagonale che taglia dallo spigolo compresso a quello opposto in alto; C. lesione inclinata a 45° .....	105
Figura 3.17: Legge forza-spostamento di una parete sollecitata fuori dal piano, modello bilineare (Giuffrè, 1991) .....	106
Figura 4.1: Stima dell'angolo critico (Cangi, 2010) .....	116
Figura 4.2: a) Rottura per compressione dello spigolo di rotazione di una parete e conseguente arretramento della cerniera di rotazione; b) Schema per il calcolo dell'arretramento del punto di cernierizzazione (Cangi, 2010) .....	119
Figura 4.3: Stadi di danno (Cangi, 2010) .....	121
Figura 5.1: Pianta della città de L'Aquila realizzata da Pico Fonticulano – 1600 (INU sulla Ricostruzione post-sismica dell'Aquila, sezione: Cartografia - Stampa originale, conservata nella Biblioteca Prov. AQ). ....	130
Figura 5.2: Planimetria della città de L'Aquila realizzata da Antonio Francesco Vandi – 1753 (Fonte: INU sulla Ricostruzione post-sismica dell'Aquila, sezione: Cartografia) .....	131
Figura 5.3: a) Insediamento di Culmine – Planimetria centro di Poggio Pienze (AQ) con indicazione andamento curve di livello e dettaglio aggregato tipo; b) Collocazioni ricorrenti delle celle murarie rispetto al pendio naturale; c) Elevato tipo: Casa su Pendio semplice. ....	132
Figura 5.4: a) Insediamento di Controcrinale o di versante – Planimetria centro di San Pio delle Camere (AQ) con indicazione andamento curve di livello; b) Processo di formazione del tessuto: 1. Edificato con fronte principale a monte; 2. ulteriore percorso che diparte da quello principale e si pone in posizione ad esso parallela e a quota più alta; 3. sviluppo progressivo del modello insediativo. ....	133
Figura 5.5: Esempi di archi di contrasto o a sbadacchio (San Pio delle Camere) .....	133
Figura 5.6: Forte Spagnolo. a) Planimetria Storica; b) foto danni dopo il sisma dell'aprile 2009, meccanismo locale di collasso per sollecitazioni	

fuori dal piano - ribaltamento delle pannellature sommitali e crollo delle strutture di copertura. ....	134
Figura 5.7: L'Aquila, Piazza San Bernardino, Baraccamenti dopo il terremoto del 13 Gennaio 1915 .....	136
Figura 5.8: Copia Stilizzata planimetria storica risalente al 1931. (INU sulla Ricostruzione post-sismica dell'Aquila, sezione: Cartografia) .....	137
Figura 5.9: Murature Aquilane rilevate in situ. ....	138
Figura 5.10: a) meccanismo di collasso per pressoflessione; b) campionatura apparecchio murario 1m x 1m – tipologia aquilana centri storici minori. ....	139
Figura 5.11: (a) meccanismo di collasso tipo blocco rigido; (b) campionatura apparecchio murario 1m x 1m – tipologia aquilana centro storico città de L'Aquila.....	140
Figura 5.12: Inquadramento geografico e territoriale - Foto del fabbricato oggetto in analisi prima e dopo il sisma del 6 aprile 2009. ....	141
Figura 5.13: Foto aerea del Palazzo dopo la rimozione delle strutture pericolanti del secondo livello e la messa in sicurezza delle strutture voltate del piano terra. a) Facciata lato Piazza S. Pietro a Coppito; b) Facciata su Via Pretratti.....	142
Figura 5.14: Foto aerea con indicazione dei pannelli testati.....	143
Figura 5.15: a) Foto facciata prospiciente Via Pretratti con indicazione dei pannelli testati; b) Foto pannello n.5 facciata rivolta su Piazza San Pietro. ....	144
Figura 5.16: Campionatura muratura in situ, 1m x 1m, rappresentativa del modello tipologico locale aquilano – Pannello n.5; b) Sezione trasversale pannello n.1, si noti la pezzatura ridotta del pietrame. ....	145
Figura 5.17: a) Paramento esterno in pietra grezza; b) Idea progettuale, Tecnica Ibrida: utilizzo sulla faccia esterna, per muratura, a vista la tecnica del reticolatus e su quella interna, un intonaco armato con rete in GFRP; .....	147
Figura 5.18: a) Intervento paramento esterno; b) dettagli barre reggi cavo e cavo; .....	147
Figura 5.19: a) esecuzione fase 2; b) pannello consolidato ad opera finita. ....	148
Figura 5.20: Schema progettuale pannello n.2 – dettagli concio resistente. ....	148
Figura 5.21: Fasi esecutive pannello n.2; a) rappresentazione deviazione dei flussi tensionali – perforazione come punti di debolezza; b) ripristino	

dei flussi tensionali; c) dettagli posa in opera concio resistente e messa in carico attraverso chiave dinamometrica. ....	149
Figura 5.22: Fasi esecutive pannello n.2;.....	150
Figura 5.23: a) inserimento tirantini anti-esplulsivi con sistema calza avvolgente in opposizione alla dispersione incontrollata; b) tirantino anti-esplulsivo estratto a fine prova, Foto. ....	150
Figura 5.24: a) Schema perforazioni pannello n.3; b) rilievo del pannello in situ ed effettiva fattibilità dello schema proposto in figura a; .....	151
Figura 5.25: a) Pannello n.3 foto a lavorazioni ultimate, pronto per essere testato; b) Pannello n.4 foto a lavorazioni ultimate. ....	152
Figura 5.26: Idea progettuale. ....	153
Figura 5.27: Pannello n.5, Fase 1 - Spicconatura paramenti. ....	154
Figura 5.28: a) Foto perforazioni a mezzo carotatrice $\varnothing 200$ . b) foto perforazione, da notare la pezzatura estremamente ridotta degli elementi rinvenuti lungo l'intera sezione. ....	155
Figura 5.29: a) Foto del pannello nell'ultima fase dell'intervento di miglioramento; b) rinzeppatura superficiale e stilatura dei giunti.....	156
Figura 5.30: a) posa in opera diatoni lignei; b) dettaglio. ....	156
Figura 5.31: a) schema set-up di prova posizionamento attuatore; b) Foto. ....	157
Figura 5.32: a) Sensori impiegati; b) Trave di ripartizione ancorata al pannello.....	158
Figura 5.33: Individuazione del pannello lungo la facciata principale, prospiciente piazza San Pietro a Coppito (AQ).....	159
Figura 5.34: Configurazioni di prova T-C: TIPO 1. (Magenes, 2002) ....	160
Figura 5.35: Il rapporto caratteristico.....	160
Figura 5.36: Area d'influenza di diffusione dei carichi a) pannello murario interamente realizzato in ortostati, b) pannello murario tutto realizzato in diatoni. Si noti che la trasmissione dei carichi nel caso b può anche risultare dimezzata. (Ceradini, 1992).....	161
Figura 5.37: Meccanismi di collasso II modo individuati a seguito di campagna sperimentale (Giuffrè, 1993): A. lesione sub verticale; B. lesione con separazione triangolare secondo una diagonale che taglia dallo spigolo compresso a quello opposto in alto; C. lesione inclinata a $45^\circ$ .....	162
Figura 5.38: Diverse modalità di rottura per ribaltamento. a) muratura con capacità coesiva tale da sviluppare un meccanismo di pressoflessione; b) muratura a secco, gli elementi sfruttano la forza	

---

d'attrito che si sviluppa all'interfaccia fra gli elementi e l'ingranamento per forma fra di essi (Giuffrè et al., 2004). (Magenes, 2002).....	163
Figura 5.39: Esisti quadrofessurativo prova T-C effettuata in situ (RC); si noti la variazione della diagonale in relazione alla pezzatura degli elementi lapidei, e la variazione di meccanismo di rottura in corrispondenza della listatura in mattoni. ....	163
Figura 5.40: Il ruolo degli Ortostati: La pseudoresistenza a trazione (Ceraadini, 1992).....	164
Figura 5.41: Configurazioni di prova T-C: TIPO 2. (Magenes, 2002) ....	165
Figura 5.42: Risposta ciclica di pannelli soggetti a prova - rottura per ribaltamento. (Magenes, 2002).....	166
Figura 5.43: Risposta ciclica di pannelli soggetti a prova - rottura per taglio con fessurazione diagonale. (Magenes, 2002).....	166
Figura 5.44: Il set-up di prova .....	171
Figura 5.45: Set up di prova: Posizionamento estensimetri ed attuatore oledinamico a doppio effetto da 500 kN. ....	171
Figura 5.46: Risultati prove monotone.....	172
Figura 5.47: Foto – Lesioni per fessurazione diagonale. ....	173
Figura 5.48: Schema verificato – Analisi Limite: cinematismo di collasso nel caso di rottura per ribaltamento con rotazione della porzione superiore del pannello e lesione a 45 gradi. ....	173
Figura 6.1: Cartografia storica - Tratto da " Atlante geografico dell'Italia ", sezione Regno delle due Sicilie di P. Manzoni; La Provincia di Calabria Ulteriore Prima, incisa in rame e leggermente acquerellata, anno 1842. ....	180
Figura 6.2: Metodi costruttivi antisismici delle case calabresi, secondo l'ing. L. Pessò. ....	184
Figura 6.3: Muratura Mista in pietrame grezzo. La definizione delle bancate è data dalla presenza di elementi squadriti quali mattoni pieni tessuti lungo le fasce in funzione livellante e d'angolo in funzione di pseudodiatoni ed ortostati di stipite alternativamente disposti in ammorsatura a pettine. ....	185
Figura 6.4: La funzione dei diatoni - conferire monoliticità trasversale: a) pannello murario sollecitato fuori dal piano in assenza di collegamenti trasversali, meccanismo di ribaltamento, scorrimento relativo fra i due paramenti che risultano disconnessi, parzializzazione della sezione reagente; b) sollecitazione fuori piano, meccanismo occorso in relazione alla presenza di elementi disposti trasversalmente, sezione totalmente reagente, sfrutta tutta la sua geometria; c) sezione trasversale con	

evidenziazione di elementi trasversali che non attraversano l'interezza della sezione trasversale ma la legano in buona parte assicurandone il monolitismo per l'appunto trasversale. ....	186
Figura 6.5: Esempio di muratura Mista, Gallico Marica (RC) .....	186
Figura 6.6: Esempio di muratura Mista realizzata a regola d'arte.....	187
Figura 6.7: a) campionatura muratura Mista in situ 1m X 1m; b) foto sezione trasversale; in giallo si indica la mezzeria del pannello, si noti che nessun elemento oltrepassa tale limite; in arancio si indicano i limiti geometrici della sezione muraria, si noti la forte mancanza di continuità di contatto fra il pietrame. ....	188
Figura 6.8: Foto di Gallico Marina post-terremoto del 1908.....	189
Figura 6.9: Schema urbanistico per la nuova città di Bianco (RC) post-terremoto 1783, trasportata lungo l'area litoranea – costa ionica.....	189
Figura 6.10: Inquadramento geografico e territoriale; a) Area dello stretto, localizzazione di Gallico Marina; b) Penisola italica con demarcazione della regione Calabria; c) vista aerea di Gallico Marina (novembre 2011); si noti l'edificio ad <i>insula</i> ancora chiaramente leggibile; d) dettaglio isolato oggetto di studio. ....	190
Figura 6.11: Sequenza edifici storici, Gallico Marina (RC), caso studio. ....	191
Figura 6.12: Planimetria di riferimento edificio intercluso Gallico Marina (RC), con indicazione dei setti murari impiegati.....	191
Figura 6.13: Foto parete B; a) identificazione porzione muraria da destinarsi a test fuori piano; b) selezione brani murari da separare e consolidare con differenti tecniche di rinforzo murario.....	192
Figura 6.14: Edificio oggetto di campagna sperimentale, lavori edili necessari per il disgaggio dei pannelli (Parete A). ....	193
Figura 6.15: Idea progettuale; a) elevato strutturale pannello schema disposizione diatonici; b) dettaglio sezione trasversale posa in opera diatonico. ....	194
Figura 6.16: a) Spicconatura pannello n.3; b) realizzazione rinzafo cementizio. ....	195
Figura 6.17: a) Perforazioni foro passante e successiva svasatura; b) dettaglio.....	195
Figura 6.18: dettaglio diatonico artificiale variante studiata appositamente per il caso studio in analisi. ....	196
Figura 6.19: fase esecutiva 7.....	197
Figura 6.20: fase esecutiva 9.....	197
Figura 6.21: fase esecutiva 10. ....	197

---

Figura 6.22: fase esecutiva 10, serraggio a mezzo di chiave dinamometrica. ....	198
Figura 6.23: Esempio di muratura in pietra grezza correttamente realizzato; si evidenzia la presenza di scapoli. ....	199
Figura 6.24: Esempio di muratura in pietra grezza si evidenzia la presenza di scaglie e scapoli. ....	200
Figura 6.25: Pannello n.4 a) dopo la spicconatura; b) dopo la rinzeppatura profonda. ....	200
Figura 6.26: Pannello n.4, confezionamento malta di calce idraulica. ....	201
Figura 6.27: Pannello n.4, posa in opera scapoli e scaglie. ....	201
Figura 6.28: Pannello n.4, a)dettagli rinzeppatura profonda; b) stilatura dei giunti. ....	202
Figura 6.29: Pannello n.4, a) intervento sezione muraria, si noti l'assenza di alcun elemento atto a legare l'intera sezione muraria; b)opera finita, lavori realizzati a regola d'arte. ....	202
Figura 6.30: Pannello n.1 - Parete A; Schema di prova posizione tiro. ....	203
Figura 6.31: Pannello n.1 - Parete A; a) test monotono esercitato a mezzo di un tiro; b) meccanismo di collasso a ribaltamento. ....	203
Figura 6.32: Schema set-up di prova.....	205
Figura 6.33:Foto apposizione attuatore Pannello n.3 .....	205
Figura 6.34: apparato di contrasto. ....	206
Figura 6.35: a)Individuazione del pannello lungo la facciata principale (A); b) opere edilizie necessarie per la fase di preparazione e disaggio del pannello.....	210
Figura 6.36: a)Planimetria con indicazione delle principali lavorazioni da effettuare; b) Parete A, opere edilizie necessarie per la fase di preparazione e disaggio del pannello n.2 ed individuazione delle proporzioni ricercate.....	210
Figura 6.37: Pannello n.2 ad opere edili concluse, foto durante la fase di assemblaggio del set-up di prova. ....	211
Figura 6.38: Parete A, tutti gli elementi murari sono stati impiegati ai fini della prova di taglio-compressione alla Sheppard.....	211
Figura 6.39: Schema di prova tipo taglio diretto alla Sheppard. ....	213
Figura 6.40: Sistema di acquisizione dati.....	214
Figura 6.41: Prova taglio compressione, foto durante le fasi di assemblaggio del set-up di prova. ....	216
Figura 6.42: Il sistema di contrasto; planimetria di riferimento parete A. ....	217
Figura 6.43: Il set up di prova, parete A.....	217

Figura 6.44: Il set up di prova, a) dettaglio pannello n.2 oggetto del test; b) foto posa in opera di n.8 trasduttori finalizzati alla misurazione delle deformazioni occorse nei due semipannelli; c) particolari aggancio tiranti per applicazione carico assiale; d) particolare n.4 relativo alla piastra di contrasto atta a distribuire lungo la sezione trasversale l'azione tagliante. .....	218
Figura 6.45: Analisi Limite - cinematismo di collasso nel caso di rottura per ribaltamento con rotazione della porzione superiore del pannello e lesione a 45 gradi, a)Schema ipotizzato; b)Schema rilevato sperimentalmente. ....	220
Figura 6.46: Foto del meccanismo di collasso rilevato sperimentalmente. .....	222
Figura 6.47: a)Foto della superficie di scorrimento preferenziale rilevata prima dell'inizio del test; b) Foto prove di martinetto piatto doppio....	222
Figura 7.1: Foto edificio danneggiato dopo il sisma de L'Aquila 2009, Poggio Pienze (AQ); si notino i profili a scarpa su tutti i fronti atti a contenere eventuali incipienti meccanismi di collasso. ....	228
Figura 7.2: Modello meccanico bilineare Curva Forza-Spostamento (Antonino Giuffrè, La Meccanica delle murature storiche, 1991) .....	230
Figura 7.3: Pannello n.6 Curva Forza-Spostamento .....	231
Figura 7.4: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento.....	233
Figura 7.5: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 4 e 6.....	233
Figura 7.6: Grafico Pannello n.3 Curva Forza-Spostamento.....	234
Figura 7.7: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 3 e 6.....	235
Figura 7.8: Grafico Pannello n.2 Curva Forza-Spostamento.....	236
Figura 7.9: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 2 e 6.....	236
Figura 7.10: Grafico Pannello n.1 Curva Forza-Spostamento.....	237
Figura 7.11: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 1 e 2.....	238
Figura 7.12: Dati rilevati sperimentalmente, cicli, pannello n.5.....	239
Figura 7.13: Curva inviluppo, pannello n.5, fase positiva.....	240
Figura 7.14: Grafico Pannello n.5 Curva Forza-Spostamento.....	241
Figura 7.15: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 2,5 e 6...242	
Figura 7.16: Grafico Pannello n.3 Curva Forza-Spostamento, inviluppo (Reggio Calabria) .....	243
Figura 7.17: Grafico Pannello n.3, Curva fase a ribaltamento (Reggio Calabria) .....	243
Figura 7.18: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento, inviluppo (Reggio Calabria) .....	244

---

Figura 7.19: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento, inviluppo, dettaglio fase positiva (Reggio Calabria). .....	245
Figura 7.19: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento, inviluppo, dettaglio fase negativa (Reggio Calabria).....	245
Figura 7.21: Curve Forza-Spostamento a confronto.....	247
Figura 7.22: Efficienza meccanica pannelli murari, a confronto. ....	253
Figura 7.23: Modello Meccanico Trilineare proposto, individuazione curve di minimo e massimo a definizione della fascia entro cui è possibile rintracciare la risposta sperimentalmente evidenziata per murature in pietra grezza. ....	254
Figura 7.24: Modello Meccanico, tratto elastico, confronto fra le diverse curve rintracciate sperimentalmente. ....	255
Figura 7.25: Modello Meccanico, tratto pre-picco, confronto fra le diverse curve rintracciate sperimentalmente. ....	256
Figura 7.26: Modello Meccanico, fascia individuata, in blu ai fini esemplificativi un materiale che mostra una risposta intermedia fra i due limiti estremi.....	257
Figura 8.1: Pannello n.2 meccanismo di collasso.....	264
Figura 8.2: Pannello n.3 meccanismo di collasso.....	264
Figura 8.3: Pannello n.4 meccanismo di collasso.....	265
Figura 8.4: Pannello n.5 meccanismo di collasso.....	266
Figura 8.5: Cinematismo di collasso, fuori dal piano, confronto. ....	266
Figura 8.6: Meccanismo di collasso per ribaltamento fuori dal piano, si noti la quota a cui il pannello si è cernie rizzato, differente da quella di base. ....	267
Figura 8.7: Test monotono; a) tiro pannello; b) meccanismo di collasso da blocco rigido; c)superficie di rottura irregolare.....	268
Figura 8.8: Test ciclico; Differenti quote di cernierizzazione, una prima si imposta lungo la base inferiore del pannello, successivamente cambia il suo comportamento ed imposta la cerniera ad una quota x. ....	269
Figura 8.9: Test monotoni; a) Pannello testato fuori dal piano; b) dettaglio sezione, si evidenzia la compressione dello spigolo esterno...270	
Figura 8.10: Test ciclico; a) Pannello testato fuori piano; b) dettaglio disconnessione paramenti leggermente ingranati all'interfaccia fra le due cortine. ....	271
Figura 8.11: Test ciclico; a) Pannello testato fuori piano; b) dettaglio disconnessione. ....	271
Figura 8.12: Meccanismo locale di collasso fuori dal piano, pressoflessione degli elementi portanti. (Poggio Pienze, AQ) .....	272



Figura 8.7: Meccanismo locale di collasso fuori dal piano, pressoflessione degli elementi portanti. (Poggio Picenze, AQ).....273

---

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 3.1 Percentuali di riduzione del numero dei diatoni rispetto all'opus quadratum classico ed il corrispettivo valore di collasso. ....	97
Tabella 4.1 Sintesi della Tabella C8A.2.1 della circolare, relativamente alle sei tipologie murarie storiche (Cangi, 2010) .....	114
Tabella 4.2 Sintesi della Tabella C8A.2.2 della circolare, relativamente alle sei tipologie murarie storiche (Cangi, 2010) .....	114
Tabella 4.3 Valori del Coeff. D'Attrito rilevabili in letteratura (Cangi, 2010).....	115
Tabella 4.4 Valori del Coeff. D'Attrito rilevabili in letteratura (Cangi, 2010).....	115
Tabella 4.5 Peso specifico per diverse tipologie di muratura secondo le NTC 2008.....	117
Tabella 4.6 Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici secondo le NTC2008 - Tabella 3.1.II. ....	117
Tabella 4.7 Coefficienti di combinazione $\psi$ secondo le NTC 2008 - Tabella 2.5.I.....	118
Tabella 5.1 Pannello n.5 valutazione della forza limite, nella supposizione che si comporti come un blocco rigido (Analisi limite).....	158
Tabella 5.2 a) schema posizione di tiro; b) Efficienza Pannello 5 rispetto al comportamento teorico di corpo rigido.....	159
Tabella 5.3 Meccanismo Verificato: Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi.....	174
Tabella 6.1 Statistiche sul numero di vittime così come comunicati dal Vicario Generale Pignatelli al Vivenzio.....	182
Tabella 6.2 Pannello n.1 confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido.....	204
Tabella 6.3 Pannello n.3 valutazione della forza limite, nella supposizione che si comporti come un blocco rigido (Analisi limite).....	206
Tabella 6.4 Pannello n.4 valutazione della forza limite, nella supposizione che si comporti come un blocco rigido (Analisi limite).....	207
Tabella 6.5 Efficienza Pannello 3 confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido. ....	207

Tabella 6.6 Efficienza Pannello 4 Fase negativa confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido. ....	208
Tabella 6.7 Efficienza Pannello 4 Fase positiva confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido. ....	209
Tabella 6.8 Meccanismo Ipotizzato: Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi.....	219
Tabella 6.9 Meccanismo verificato sperimentalmente: Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi.....	221
Tabella 7.1 Storia di Carico .....	239
Tabella 7.2 Pannello n.1 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono.....	249
Tabella 7.3 Efficienza Pannello n.1 .....	249
Tabella 7.4 Pannello n.2 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono.....	250
Tabella 7.5 Efficienza Pannello n.2 .....	250
Tabella 7.6 Pannello n.3 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono.....	250
Tabella 7.7 Efficienza Pannello n.3 .....	251
Tabella 7.8 Pannello n.4 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono.....	251
Tabella 7.9 Efficienza Pannello n.4 .....	251
Tabella 7.10 Pannello n.5 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test ciclico.....	252
Tabella 7.11 Efficienza Pannello n.5 .....	252
Tabella 7.12 Pannello n.6 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono.....	252
Tabella 7.13 Efficienza Pannello n.6 .....	253

---

## SOMMARIO

Il tema di ricerca svolto nell'ambito del Dottorato di Ricerca in Ingegneria delle Costruzioni è inerente le murature storiche con riferimento circa la statica delle murature in pietra grezza. Tale attività, nel panorama nazionale ed internazionale, risulta di grande interesse proprio per l'estrema diffusione di tale tipologia strutturale, afferente, per lo più, alla casistica dei centri storici minori caratterizzati da un'edilizia a carattere minuto molto povera.

Le murature in pietrame grezzo meritevoli, quindi, di approfondimento nelle molteplici varianti a carattere regionale, sono argomento su cui è stato incentrato e sviluppato l'intero percorso di ricerca finalizzato essenzialmente a ritracciare gli aspetti morfologico-costruttivi della così detta "regola dell'arte muraria locale", opportunamente declinata, in base alle possibilità offerte dai luoghi in esame, nonché il comportamento meccanico e la risposta per sollecitazioni di tipo orizzontali.

La scala in cui si è operato è quella del singolo pannello murario, con riferimento diretto all'ambito territoriale della provincia de L'Aquila, come esempio di un'area ad alta sismicità duramente colpita da un recente evento tellurico, e quello Reggino, come scenario di danno di devastanti terremoti. Posto come punto di partenza l'individuazione del tipo murario principale, lo studio di queste tipologie strutturali, complesse, è stato affrontato attraverso gli strumenti fornitici dalla letteratura di riferimento. Grande importanza è stata attribuita allo studio della Trattatistica, al fine di decifrare il ruolo meccanico dei singoli elementi costituenti e le logiche costruttive dell'epoca.

Un'estesa, significativa, anche se non esaustiva, campagna sperimentale effettuata in situ è stata realizzata in collaborazione con le Università di Genova, Perugia e Reggio Calabria, (rispettivamente rappresentate dai Proff. Sergio Lagomarsino e Serena Cattari, Antonio Borri e Michele Candela), finalizzata a quanto già premesso.

A fronte di codesta attività è stato possibile rilevare i seguenti aspetti fondamentali:

- ✓ Una differente risposta dei pannelli testati fuori dal piano, in funzione sia del discostarsi della fattura dell'elemento dalla regola

dell'arte muraria, nonché in relazione alla specifica tecnica di consolidamento adottata; il tutto evidenziato in termini di resistenza, e quindi di forza necessaria ad attivare il meccanismo di ribaltamento indotto;

- ✓ L'inserimento di elementi atti a migliorare l'ingranamento nella sezione trasversale conferiscono un incremento in resistenza; tuttavia, per murature realizzate in pietrame grezzo non è sufficiente. Risulta fondamentale correggere il difetto di forma del pietrame non lavorato ripristinando la continuità di contatto fra gli elementi e quindi bisogna necessariamente rinforzare i paramenti attraverso l'inserimento di brecce, scapoli e scagli, evitando così l'arretramento del punto di cernierizzazione;
- ✓ L'esecuzione di una rinzeppatura profonda in luogo di quella superficiale modifica profondamente il comportamento del pannello certificando così l'effettivo ruolo meccanico di questi elementi nell'organizzazione complessiva e quindi la capacità degli stessi di dare monoliticità al pannello;
- ✓ L'insufficienza dei modelli meccanici forza-spostamento del tipo bilineare rigido-degradante presenti in letteratura;

Per ciò concerne specificatamente le murature Aquilane, queste hanno mostrato, indipendentemente dalla tecnica di consolidamento adottata una pseudo duttilità dovuta all'ingranamento per forma fra le parti. È stata registrata, inoltre, una pseudo elasticità di partenza dovuta all'imperfetto monolitismo fra le parti ed alla possibilità di sviluppare attrito all'interfaccia fra gli elementi; condizione tuttavia, da ritenersi normale vista la natura composita del materiale muratura;

- ✓ Impossibilità dell'assunzione come ipotesi di base del comportamento perfettamente monolatero ed infinitamente resistente a compressione del materiale muratura. Si propone l'introduzione di un parametro aggiuntivo, l'ingranamento per forma degli elementi.

Per tutto quanto innanzi, è stato proposto un modello meccanico maggiormente rispondente ai risultati individuati, che denota un andamento trilineare, mostrando una pseudoelasticità di partenza, ed una successiva pseudo duttilità dovuta alla parzializzazione della sezione in

---

conseguenza a piccoli scorrimenti interni, decoesioni, nonché ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche nelle porzioni reagenti, fino al superamento dell'ingranamento per forma degli elementi costituenti, nonché la disarticolazione del pannello sino allo spostamento ultimo ed alla conseguente attivazione del meccanismo di collasso esaminato.

## ABSTRACT

The present research is developed in Construction Engineering Ph. D program. it is concerned to old masonry with particularly reference to rubble masonry – static problem.

Nowadays, this theme is considered actual and interesting for everyone; in fact, It was chosen in relation to the structural typology wide spread in the world. Stone work is the oldest structural system made-up from the Man; in all Europe is possible notice smallest historical centres built by weak and poor rubble masonry.

Therefore, the whole research study course is centred and developed on the topic of rubble masonry deserving in-depth analysis in its various modifications on regional level, with the essential aim of assess morphological-constructive aspects of the so-called “local masonry rule of art”, conveniently inflected according to the building site possibilities in money and raw materials, yet.

Rubble masonry vulnerability against horizontal action is assessed, with particularly regards to isolate masonry panel out-of-plane answer. Direct reference to L’Aquila masonry typologies was provide, it was chosen as an example of high seismic zone recently hit by earthquake, and Reggio Calabria area, as territory devastated by catastrophic actions. Therefore, local masonry type individuation is the starting point for analyse masonry from the structural point of view. This hard-study case was primary dealt by old essays check. Great importance was done to this step, in order to work out mechanical role of rubble masonry single components and masonry setting reasons.

A significant, but not exhaustive experimental campaign concerning this aim has been carried out on site with the collaboration of Genoa, Perugia and Reggio Calabria Universities, (respectively represented by Sergio Lagomarsino and Serena Cattari, Antonio Borri and Michele Candela Professors).

The results of this activity have pointed out the following main aspects:

- ✓ different answers for out-of-plane test were noticed, according to both masonry setting panel deviation from the rule of art

---

and specific strengthening measures adopted; all observations are referred to masonry resistance and the maximum force necessary to produce panel turnover;

- ✓ The insertion of headers produce transversal section interlock improvement; however for rubble masonry is not enough; in fact, correct the shape lacks is basic. The stones are no well cut; so reinforce panel outer surface thought little stone is necessary to avoiding the hinge point moving back;
- ✓ The execution of deep panel outer surface reinforce instead of superficial one produced different answers; the first one modified considerable panel behaviour for out of plane mechanism. The testing campaign widely certified the effectiveness of this strengthening measure and the mechanical role of these elements;
- ✓ The deficiency of the current mechanical models;  
(About Aquila masonry, independently of the trengthening measure adopted, it has shown a pseudo ductility due to shape interlock among the stones. Moreover, it has been registered a starting pseudo elasticity due to no perfect interlock among the stones)
- ✓ No possibility to consider masonry perfectly unilateral and infinitely resistant to the compression strain. The introduction of an additional parameter the shape interlock is proposed.

About the above-mentioned case, it has been proposed a mechanical model more correspondent to the results found, denoting a three-linear trend, showing a starting pseudo elasticity, and a consecutive pseudo ductility due to section penalisation in consequence of little internal flows, de-cohesions; a progressive development of inelastic deformations in reacting portions, up to the overtaking of the shape interlock among the elements.





---

## RINGRAZIAMENTI

Molte sono le persone che in questi anni trascorsi a Napoli ho avuto la fortuna di conoscere ed incontrare, che mi hanno mostrato sincera amicizia ed affetto a cui desidero rivolgere un sentito ringraziamento.

Il Prof. Mazzolani per avermi dato la possibilità di conseguire un'esperienza fortemente formativa come il dottorato, lavorare al suo fianco è stato un onore.

Il Prof. De Matteis per avere sempre accolto positivamente le mie osservazioni dandomi una concreta possibilità di confronto in ambito accademico.

Antonio Formisano per avermi accolto nel suo gruppo di ricerca ed essersi sempre relazionato con me come un amico e poi come collega.

Beatrice Faggiano per avermi consigliato in molte occasioni.

Giuseppe Brando, Giuseppe Brandonisio, Vincenzo, Tony, Maurizio, Giuseppe Lucibello, Tayyab, Rosaria, Carmine, Gian Maria, Gianluca e Federico, che mi hanno accompagnato in questa esperienza di cui porterò per sempre con me il ricordo.

Un ringraziamento particolare a Michele Candela per avermi dato l'opportunità di condividere con lui delle splendide esperienze lavorative, umane e di ricerca insieme.

A Sergio Lagomarsino, Antonio Borri e Serena Cattari; affrontare questa esperienza di studio e ricerca insieme è stato senza dubbio un onore ed un'esperienza piacevolissima. Non ho mai conosciuto delle persone così preparate ed allo stesso tempo aperte al dialogo. Vorrei ringraziare Sergio per avermi sempre ascoltata e consigliata dedicandomi anche i giorni festivi, rispondendo alle mie lunghissime mail, nonostante i suoi tantissimi impegni. Antonio per avermi sostenuta, consigliata

mostrandomi un sincero affetto, sacrificando interi sabati a parlare con me! e Serena per la sincera amicizia.

A Vittorio Ceradini per avermi insegnato ad amare questa disciplina ed avermi trasmesso tutto il suo sapere senza mai neanche una punta di avarizia. In questi anni a Napoli non avere più la tua presenza è, senza alcun dubbio, il più grande rimpianto.

Un ringraziamento di cuore va alle tante imprese che ci hanno sponsorizzato in queste sperimentazioni:

L'Impresa d'Agostino Angelo Costruzioni Generali, L'Impresa Cartisano Giuseppe, L'Impresa To.Di.Ma., La Ditta Bossong S.p.a., La Ditta FibreNet srl ed in particolare Mario Augusti, Elena Poverello e gli operai dell'impresa Cartisano, delle persone splendide!

Il Laboratorio di Prove Geo Consult, ed in particolare Erminio Pagliuca ed il dott. Pulzone.

Il dott. Roberto Delgado

Il geom. Mastrangelo e l'Ass. Vladimiro Placidi della municipalità de L'Aquila.

In fine, un ringraziamento a tutte le persone a me care per avermi sostenuto, i miei familiari, che nonostante le mie tante assenze sono sempre stati molto comprensivi ed a Salvo per avermi incoraggiato quando ne avevo proprio bisogno.

---

## ABOUT THE AUTHOR

ROBERTA FONTI, laureatasi con lode in Conservazione e Valorizzazione dei Beni Architettonici ed Ambientali presso la Facoltà di Architettura dell'Università degli studi *mediterranea* di Reggio Calabria, con tesi di Laurea dal titolo: *Il ruolo dei Frenelli nella statica delle volte murarie* relatore: Prof. Arch. Vittorio Ceradini e correlatore: Prof. ing. Michele Candela, da subito ha preso parte operosa alle molteplici attività di ricerca in corso in codesto istituto nel campo delle murature storiche, maturando una formazione specialistica in questo settore a fronte di una già ricca esperienza sul campo maturata nel corso della carriera universitaria pregressa attraverso, stage formativi e collaborazioni nell'ambito del progetto ReLUIS – DPC 2005-2008, linea murature.

Giunta a Napoli, ha avuto l'onore di entrare a far parte della prestigiosa scuola di dottorato in Ingegneria delle Costruzioni, settore Tecnica delle Costruzioni, presso l'Università degli studi di Napoli "Federico II", sotto la guida del Prof. Federico M. Mazzolani.

Nei tre anni trascorsi a Napoli, le molteplici attività in cui è stata coinvolta sono state tutte votate allo studio delle murature storiche con particolare attenzione al tema delle murature in *pietra grezza*. Un'intensa attività di ricerca sul territorio abruzzese è stata svolta nell'ambito del Progetto ReLUIS DPC 2010-2013, come componente della UR coordinata dall'ing. Antonio Formisano (Linea di ricerca UNINA-c *Analisi non lineare degli aggregati edilizi nei centri storici*, Linea 1 – "Nuovi aspetti nella valutazione delle strutture esistenti e degli interventi di adeguamento e valutazione del rischio sismico del patrimonio costruito a scala regionale") incentrata nel comprensorio territoriale dei Comuni di Poggio Picenze (AQ) e San Pio delle Camere (AQ), duramente colpiti dal terremoto del 6 aprile 2009. Inoltre, ha avuto l'importante possibilità di prendere parte ad una rilevante campagna di prove sperimentali realizzate in situ su edifici storici, incentrata proprio sul medesimo tema, curandone diversi aspetti, finanche il coordinamento fra le Università che hanno preso parte alle campagne di prove, rispettivamente condotte in territorio abruzzese e reggino. Una rigorosa attività di tutoraggio per gli

studenti impegnati nello svolgimento del loro tema di tesi è stata condotta con impegno e disciplina.

## PREMESSA

L'Italia è un paese caratterizzato, da sempre, da una variabilità tecnico-costruttiva su base regionale determinata principalmente dalle diverse popolazioni che l'hanno dominata contestualmente, rivendicandone supremazie ed autonomie locali. Ciò ha indubbiamente arricchito e valorizzato il nostro patrimonio culturale, con particolare riferimento ai connotati tecnico-costruttivi dell'edificato storico che ci circonda. Proprio quest'ultimo, quindi, sarà oggetto approfondito di codesta Tesi di Dottorato enfatizzandone, però, gli aspetti legati prettamente alla disciplina della Tecnica delle Costruzioni murarie.

Per quanto innanzi premesso, quindi, risulta opportuno discernere, aprioristicamente, la dualità fra agglomerato urbano principale, sia esso di natura storica o meno, ed il territorio che governa e lo circonda; analizzabili, ambedue, come stratificazioni di organizzazioni territoriali poste in successione cronologica, singolarmente ed in relazione fra di esse. Il processo di spoglio ed analisi, tuttavia, può essere operato solo ponendo alla base la consapevolezza di un diverso contesto antropizzato in cui si va ad operare, capace di sottolineare come l'edilizia minuta storica a carattere diffuso tragga spunto e fondamento essenzialmente dai modelli codificati proposti dalla regola dell'arte muraria rinvenibili nei centri storici più rilevanti. L'edilizia povera, dunque, ispirandosi ad essi, emulandone i concetti di base, riadattandoli alle modeste possibilità delle realtà pastorali senza raggiungerli a pieno peraltro, proprio per la sua intrinseca natura, sfrutta prevalentemente pietrame grezzo, non lavorato o appena sbozzato, di pezzatura minuta, facilmente trasportabile senza l'ausilio di automazioni, e posto a fondamento delle tecniche edificatorie estese ad ampio raggio in tutto il panorama del costruito italiano e non solo.

Si cita di seguito Marco Vitruvio Pollione, il quale nel suo celebre trattato evidenzia, già in epoca romana, come il semplice concetto appena esposto fosse fondamento codificato nella pratica del costruire:

*<<La distributio [...]consiste nell'opportuna partizione dei materiali e dell'area edificabile e in un oculato criterio di spesa che verrà rispettato se l'architetto non*

*pretenderà di aver a disposizione materiali difficilmente reperibili e a costi eccessivi. Non in tutte le zone infatti c'è larga disponibilità di sabbia di cava o di pietra da costruzione o di legname d'abete, o di marmo, ma alcune cose si trovano in un posto, altre in un altro e il loro trasporto è caro e difficoltoso. Perciò in mancanza di arena di cava bisogna ricorrere alla sabbia di fiume o di mare, ben lavata;[...] e in modo analogo si risolveranno gli altri problemi.>>*

(M.Vitruvio Pollione, *De Architettura*, p 27)

Le murature in pietrame grezzo, perciò, meritevoli di approfondimento nelle molteplici varianti a carattere regionale, sono argomento cardine su cui è stato incentrato e sviluppato l'intero percorso di ricerca che di seguito si espone; finalizzato essenzialmente a ritracciare ed individuare gli aspetti morfologico-costruttivi della così detta: *regola dell'arte muraria locale*, opportunamente declinata, in base alle possibilità offerte dai luoghi in esame, nonché il comportamento meccanico e la risposta per sollecitazioni di tipo orizzontali.

A tal proposito, si vuole precisare fin da subito che la scala in cui si vuole operare sarà quella del singolo pannello murario, con riferimento diretto al tipo portante rinvenibile nell'ambito territoriale della provincia de L'Aquila, come esempio di un'area ad alta sismicità, come per altro l'intera penisola italica, duramente colpita da un evento tellurico recente, e quello Reggino, come scenario di danno di devastanti terremoti indelebili nella memoria collettiva.

Ambedue le provincie risultano essere accomunate da più aspetti, il più rilevante senz'altro è rappresentato dalle modalità insediative dei centri storici minori, l'arroccamento lungo la dorsale appenninica, e lo sviluppo socio-economico-culturale legato principalmente alla secolare dominazione spagnola. Infatti, l'essere parte integrante del Vice-regno, oltre a determinare una condizione sociale ed economica di povertà diffusa, quasi cristallizzata, ha trasformato queste terre nella sconfinata periferia dell'Impero Spagnolo, e poste ai margini dello stesso, soggette a continui attacchi ed incursioni, hanno sviluppato come tipo aggregativo di base: *la casa su pendio*; che in Abruzzo si è accresciuta secondo degli schemi ancora medievali, che conferiscono all'intera regione l'aspetto di un *unicum fortificato* il quale non ha mai accusato le influenze illuministe centro-nord Europee e ad oggi risulta ancora perfettamente leggibile; mentre la Calabria evidenzia attraverso il mancato sviluppo delle aree

---

costiere, fatta eccezione per i punti di approdo principali, un tessuto edilizio povero e concentrato sulle alture.

Come conseguenza diretta è possibile identificare una *tipologia muraria portante* edificata secondo le possibilità dei materiali prelevati in situ, ciottoli di fiume, pietra a spacco, e composta essenzialmente di una successione di pannellature isolate connesse in celle murarie e poste in aggregato fra di esse, la cui integrità scatolare è prevalentemente affidata alla posa in opera del pietrame variamente ed opportunamente organizzato ed alla capacità trattenente di coperture e tirantature metalliche convenientemente disposte.

Posto quindi come punto di partenza imprescindibile lo studio e l'individuazione del tipo murario principale a carattere regionale, ci accingiamo a studiare la *Statica* dei singoli elementi attraverso gli strumenti fornitici dai grandi trattatisti del passato, fino alle moderne elaborazioni numeriche condotte secondo le metodologie e gli strumenti propri del calcolo a rottura o tensionale.

Il presente lavoro di ricerca, ancora, si articola in 4 Parti basilari, i cui temi verranno di seguito esposti e sviluppati in 8 Capitoli, preceduti dalla presente Premessa generale:

- La Trattatistica storica e gli aspetti morfologico-costruttivi dei massi manufatti: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza
- Comportamento meccanico e metodologie di analisi
- La campagna sperimentale: I muri isolati
- Osservazioni, Proposte e sviluppi futuri





**I. LA TRATTATISTICA STORICA E  
GLI ASPETTI MORFOLOGICO -  
COSTRUTTIVI DEI MASSI  
MANUFATTI: dall'opera isodoma ai  
muri in pietra rozza**

---

**PARTE PRIMA**



# 1 LE MURATURE STORICHE: la regola dell'arte muraria

## 1.1 GENERALITÀ

La *regola dell'arte muraria* è quell'insieme di precetti e dettami, scritti e non scritti che attraverso l'esperienza e l'ingegno dei maestri murari del passato sono stati tramandati ed affinati fino al raggiungimento dell'opera *finita* o meglio ad *arte*, la cui osservanza, di per se, è in grado di dare la *massima solidità possibile*.

Pertanto, essa si configura non come un concetto dai tratti astratti e mutevoli, bensì come una norma esatta la cui massima concretezza è riscontrabile attraverso la lettura della trattatistica ottocentesca, giunta a noi, come massima espressione dell'insieme delle esperienze della storia del costruire e punto di arrivo di un dibattito secolare.

<<[...]la scienza che ha per oggetto il determinare le forme e le dimensioni che si debbono dare alle diverse parti degli edifici, onde assicurarne la solidità, e questa scienza costituisce la teoria delle costruzioni.>>

È con queste parole che Giovanni Battista Rondelet nel suo ben noto *Trattato Teorico e Pratico dell'Arte di edificare* ha dato principio al nono libro: *Teoria delle Costruzioni*; e continua affermando:

<<La maggior parte degli autori che hanno parlato della teoria e della pratica dell'arte di edificare le hanno considerate indipendentemente l'una dall'altra. Gli uni per far valere la teoria si compiacquero di presentare la pratica siccome una cieca manualità che opera per sola imitazione senza principi e senza ragionamenti; gli altri all'opposto non trovano nella teoria che astratti razziocini, l'applicazione de' quali ben lungi dall'essere di molta utilità nelle arti, diviene anzi spesso la sorgente d'inevitabili errori per quelli che la prendono per guida. Ma questi due estremi non esistono, perocché non si trova alcuno de' pratici meno istruiti che sia limitato assolutamente ad una servile imitazione, tanto più che nell'arte di edificare non si incontrano quasi mai de' casi simili in tutto, sia per la forma, sia per la disposizione, o sia per le diverse qualità de' materiali.>>

(G.B. Rondelet, libro IX, p 2)

## 1.2 NOZIONI TEORICHE, SPERIMENTALI E PRATICHE INTORNO ALL'ARS AEDIFICANDI: IL CONTRIBUTO DELLA TRATTATISTICA STORICA - CENNI

La Trattatistica storica, nei secoli, ha dato sostegno e fondamento all'arte del costruire; cercando di dare interpretazione ai fenomeni osservati e codifica all'arte del costruire, al secolo, tesa esclusivamente verso l'opera muraria, sia essa in campo civile che edile, così com'è pervenuta fino ai giorni nostri.

Tuttavia, risulta importante ricordare come la Trattatistica ottocentesca abbia dato il massimo contributo in questo campo, quando già, sul finire del medesimo secolo, si intravedeva il cambiamento di tendenza verso i nuovi materiali da costruzione, che ne faceva presagire il tramonto. Infatti, i nuovi concetti di meccanizzazione dei processi produttivi, la riproducibilità in serie, lo sviluppo delle reti infrastrutturali, ed il miglioramento globale delle condizioni sociali hanno determinato l'abbandono di una tecnica costruttiva ritenuta ormai obsoleta.

A tal proposito, al fine di enfatizzare come questo processo non si discosti molto da altri avvenuti nelle epoche precedenti, con ritmi diversi chiaramente, si riportano di seguito le parole con cui, non a caso, il Rondelet, agli inizi dell'800, diede principio alla sua più insigne opera:

*<< Nelle età più remote i popoli occupati quasi esclusivamente nei campestri lavori non poterono conoscere altra specie d'architettura che quella primitiva costruzione, la quale è del tutto subordinata ai fisici bisogni dell'uomo<sup>(1)</sup>: l'esperienza e la civilizzazione perfezionarono insensibilmente i processi di quest'arte; e secondo la storia delle nazioni, i monumenti religiosi furono i primi oggetti di studio nell'Arte d'edificare. Dai templi quest'arte s'applicò quindi agli altri edifici che i bisogni sempre crescenti della società fecero ben presto necessari; e la costruzione di monumenti durevoli fu riputata da ogni vivente generazione un mezzo certissimo di perpetuare l'esistenza dei propri istituti. I saggi nell'Arte d'Edificare differiscono fra loro sì per la natura de' mezzi materiali che alle prime popolazioni poterono offrire i luoghi ove erano raccolte, e sì per le morali e politiche influenze sullo sviluppo del loro intelletto. Perciò, fatta astrazione dal grado di ricchezza del suolo in materiali atti a costruire, quest'arte appare piuttosto vicina al suo perfezionamento, dove il raziocinio più assai che la semplice pratica diresse le sue prime combinazioni.>>*

(G.B. Rondelet, libro I, p 1)

Ci accingiamo, adesso, ad illustrare l'opera muraria nei suoi caratteri compiuti, scindendo aprioristicamente il ruolo delle pietre dal suo legante, tenendo bene a mente come il materiale muratura sia essenzialmente un “*discontinuo composito nato dall'assemblaggio di (macro)elementi strutturali connessi mediante vincoli monolaterali ed organizzati a livello micro strutturale mediante componenti vincolati isostaticamente fra di essi, in grado di sostenere se stessi ed il peso di tutto ciò che gli risulta direttamente poggiato sopra, in modo tale da assicurare la massima solidità strutturale possibile.*”

A tal fine, appare molto utile riportare le nozioni preliminari che il Bognis sottopone all'attenzione del lettore nel suo volume *Elementi di Statica Architettonica*, edito nella prima metà dell'800, quasi contestualmente all'opera del francese Rondelet, in cui egli cerca di dare chiarezza e consequenzialità a quanto di teorico prodotto dai suoi colleghi, passati e coevi, e quanto contraddetto o confermato da indagini e sperimentazioni effettuate sul campo; traendo infine le somme di quanto definito in materia di Solidità delle costruzioni.

*<<Ognuno se quanto importi che le costruzioni si pubbliche che private siano eseguite colla massima possibile solidità ed economia; il ramo di matematica applicata che guida a questo doppio scopo chiamasi Statica Architettonica, ed è basata fondamentalmente agli studi pratici dell'Ingegnere Architetto. Essa risulta di due parti distinte che si prestano scambievoli sussidi; la prima, teorica, s'appoggia ai principi della Statica razionale e ne fa l'applicazione ai vari oggetti da cui dipende la solidità delle costruzioni; la seconda, sperimentale, conferma o modifica le ipotesi introdotte ne' calcoli quando si passa dalle astrazioni agli oggetti usuali [...].>>*

(G.A.Bognis, libro I, p v-vi)

Infatti, come egli stesso afferma, ha creduto opportuno per chiarezza e buon ordine nell'esposizione dividere i 3 libri in cui è suddivisa l'opera, in due sezioni <<*l'una teorica e l'altra sperimentale*>>. Analogamente, si procederà di seguito nell'espone dei concetti di base che regolano la così, detta: *Teoria delle Costruzioni*, posta come premessa e fondamento della ricerca in oggetto.

### 1.2.1 Delle Pietre

Valutare la solidità di una struttura muraria si concretizza essenzialmente nel valutare la resistenza assoluta e relativa dei così detti solidi rigidi e dei suoi elementi costituenti singolarmente; in particolare, fra il settecento e l'ottocento, si andranno ad operare molteplici esperienze tutte votate all'individuazione della resistenza a compressione ed a rottura e relative modalità di frattura dei materiali sia singolarmente, che nel loro complesso.

*<< I materiali che s'impiegano nelle costruzioni sono di due sorta, cioè flessibili o fibrosi, rigidi o granellosi [...] fra i secondi hanno luogo le pietre sì naturali che artefatte [...] >>*

(G.A.Borgnis, libro I, p 3)

In riferimento al materiale pietra, il Borgnis continuerà introducendo i concetti di Resistenza, Durezza ed Inalterabilità dei materiali, e con particolare riferimento alla Resistenza assoluta dei solidi inflessibili egli velatamente introdurrà un concetto di *blocco rigido*:

*<<La teoria della resistenza assoluta dei solidi inflessibili è dovuta all'illustre Coulomb è applicabile non solo ai marmi, alle pietre ed a que' materiali che si possono supporre formati di granelli tenacemente congiunti da un glutine naturale; ma estendersi si può anche ai solidi che l'arte formò di molti pezzi uniti intimamente da un opportuno cemento, quali sono le opere di muratura.*

*Supponiamo un solido di tenacità uniforme in tutta l'estensione, il suo asse centrale sia verticale, rettilineo e gravato da un peso o da una forza la cui direzione coincida coll'asse medesimo. Se la forza è tale da vincere la tenacità, il solido dovrà evidentemente spezzarsi nella sezione meno resistente. È duopo adunque di ricercare, fra tutte le sezioni che fare si possono ad un solido quella la cui tenacità sia in equilibrio con il minimo peso, poichè in allora qualunque altra minore pressione non potrà rompere il solido.[...] >>*

(G.A.Borgnis, libro I, p 33)

Il pensiero appena esposto, non è altro che la risultante di quanto enunciato una cinquantina d'anni or ora da Coulomb nel tentativo d'individuare le ragioni in base alle quali un solido flessibile si rompe diversamente da un solido inflessibile, mostrando la sua sezione più debole individuata da un piano inclinato. Come ricorda il Benvenuto, nel volume *La Scienza delle Costruzioni ed il suo sviluppo storico*, lo scienziato nel

ricercare il perché di questo strano comportamento, osservato in principio dell'Abate Bussut; noterà come un carico assiale, di pressione maggiore rispetto alla tenacità del materiale, sia in grado di generare una reazione risultante che potrà essere decomposta in due forze distinte: la prima ortogonale al piano della sezione di rottura e la seconda diretta lungo l'inclinata definita dallo stesso, con verso, però, opposto al senso dello scorrimento della porzione superiore fratturata. (Figura 1.1)

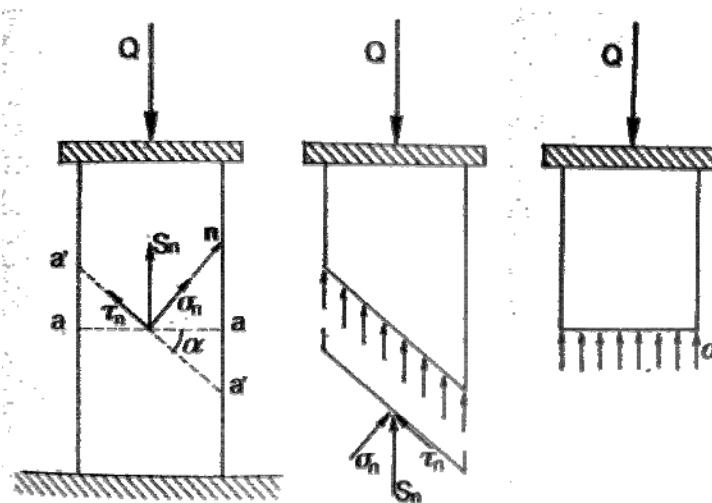


Figura 1.1 La Tensione Tangenziale e il criterio di rottura secondo Coulomb (Benvenuto, 1981)

Con questa semplice ma importante osservazione, egli ha definito l'esistenza della tensione tangenziale formulando l'equilibrio fra la forza attiva, costituita dalla componente tangenziale, per l'appunto, del Peso, e la forza reattiva costituita dalla somma delle tensioni tangenziali e dell'attrito, dove infine, l'angolo  $\alpha$  risulta essere la pendenza che individua la tensione tangenziale massima rispetto ad ogni altra sezione tracciabile a parità di peso P.

Vediamo adesso, proprio circa la resistenza dei solidi inflessibili cosa la trattatistica ci sottopone come esperienze sul campo.

Partiamo dall'inglese Thomas Tredgold, egli ha fornito un contributo interessante sia circa la resistenza assoluta negativa, che quella relativa; in generale, ogni studioso della materia riporta nella sua opera ben distinti questi aspetti; infatti, la prima è pertinente alla sola resistenza a compressione, in assoluto, riferita al tipo di pietra da costruzione presa in considerazione. La seconda invece, è inerente, secondo il Borghis, la determina del coefficiente  $k$ ; che indica lo sforzo necessario affinché in



un solido di una data materia si provochi una rottura, ponendo le estremità dello stesso sostenute da due appoggi ed un carico crescente applicato in mezzeria.

<<Distingueremo in altrettanti articoli la resistenza alla rottura, quella alla flessione ed in ultimo le modificazioni arretrate alla resistenza dalla posizione de' solidi, e specialmente dagli appoggi od incastri da cui sono sostenuti.

Articolo I Resistenza relativa alla rottura.

Trattasi di determinare il coefficiente costante  $K[...]$  Gli sperimentatori devono con tutta diligenza tenere nota de' pesi che rupero il solido e della saetta d'incurvamento prima della rottura.>>

(G.A.Borgnis, libro II, p 124-5)

Tredford eseguì alcune sperimentazioni su dei solidi inflessibili in marmo, arenarie, pietre dure e calcare; ponendoli orizzontalmente su degli appoggi; i risultati ottenuti sono illustrati in Figura 1.2.

Qualità delle pietre	Distanza degli appoggi	Larghezza dei solidi	Grossezza dei solidi	Carico che produsse la rottura
	pollici inglesi	pollici inglesi	pollici inglesi	libbre inglesi
Marmo bianco . . . . .	30	1,075	1,075	50
Idem purissimo . . . . .	15	1,08	1,05	110
Idem . . . . .	14	1,075	1,075	130
Arenaria bianca silicea . . . . .	18	1,45	1,525	92
Pietra dura di Portland . . . . .	24	2	1,45	100
Pietra di Dundee . . . . .	14	1,45	1,50	414
Arenaria di Craigleith . . . . .	14	1,55	1,55	137
Arenaria di Hailes . . . . .	14	1,55	1,50	123
Arenaria di Long-Annet . . . . .	9	1,525	1,45	160
Idem . . . . .	7	1,55	1,55	233
Pietra calcare di Portland . . . . .	12	2,07	1,55	270
Pietra di Bath . . . . .	5,5	1	1	58

Figura 1.2 Risultati sperimentali ottenuti da Tredford circa la Resistenza Relativa delle Pietre. (Borgnis, 1842)

Analogamente, è possibile riferire circa l'esperienza dell'inglese William Henry Barlow, il quale però, si è occupato di pietre artefatte: i mattoni.

Egli pose alcuni mattoni, larghi 4 pollici inglesi e spessi 2, sopra due appoggi distanti fra loro 8 pollici. Applicando un carico, man mano crescente, in mezzeria ottenne i seguenti risultati (Figura 1.3):

Qualità de' mattoni	Pesi che produssero rottura
	libbre inglesi
Comune vecchio . . . . .	343
Comune nuovo . . . . .	403
D' eccellente qualità . . . . .	444

Figura 1.3 Risultati sperimentali ottenuti da Barlow circa la Resistenza Relativa dei mattoni. (Borgnis, 1842)

È chiaro fin da subito che queste esperienze rimarranno isolate e limitate, l'interesse sarà invece, ben più vivo verso la resistenza assoluta negativa; tuttavia, prima di passare a questo argomento, facciamo breve cenno circa una certa resistenza a flessione che, secondo il Tredford, mostrano alcune pietre; ecco i risultati ottenuti (Figura 1.4):

Qualità delle pietre	Peso specifico	Distanza degli appoggi	Larghezza delle sezioni di rottura	Groscezza	Carico corrispondente nel mezzo	Setta d'incurvamento
Marmo statuario puriss.	2,706	30	1,075	1,075	10	0,02
Idem . . . . .	"	"	"	"	20	0,045
Idem . . . . .	"	"	"	"	30	0,06
Pietra calcare oscura di Portland . . .	2,113	24	2,00	1,45	10	0,01
Idem . . . . .	"	"	"	"	20	0,015
Idem . . . . .	"	"	"	"	30	0,02
Idem . . . . .	"	"	"	"	40	0,022
Arenaria bianca di Long-Annet . . .	2,212	18	1,45	1,525	20	0,015
Idem . . . . .	"	"	"	"	30	0,02
Idem . . . . .	"	"	"	"	40	0,022
Idem . . . . .	"	"	"	"	50	0,025
Idem . . . . .	"	"	"	"	60	0,03

Figura 1.4 Risultati sperimentali ottenuti da Tredford. (Borgnis, 1842)

### 1.2.1.1 Della Resistenza assoluta negativa

Gauthey e Rondelet sono gli studio che maggiormente si sono distinti nel ricercare tale resistenza. Al fine di ottenere i suddetti risultati idearono una strumentazione di prova fatta eseguire da Germain Soufflot, che constava essenzialmente di una <<forte leva di secondo genere>> che portava all'estremità libera un piatto di bilanci su cui alloggiare dei pesi. Il primo abbozzo fu concepito da Gauthey (vedi Figura 1.5-6) e migliorato da Rondelet nel 1787 (vedi Figura 1.7-8).

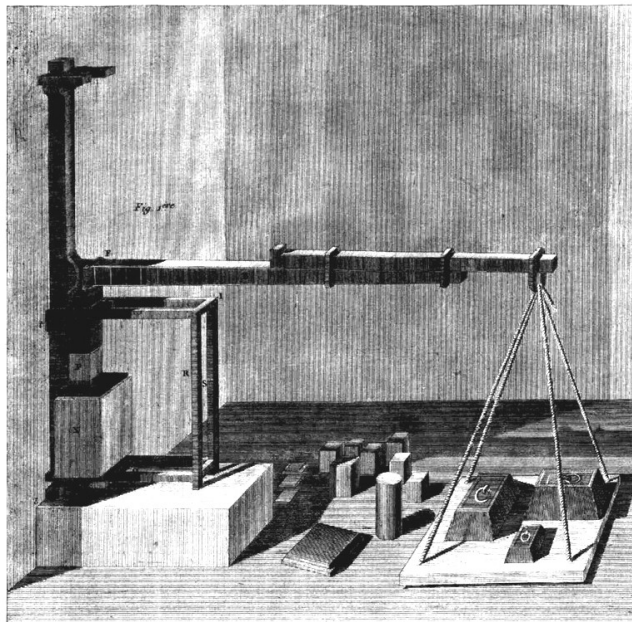


Figura 1.5 Strumentazione di prova ideata da Gauthey. (Rondelet, 1832)

Indicazione delle pietre	Peso d'un piede cubo	Carico che produsse rottura
	libbr. parigine	libbre parigine
Porfido . . . . .	201	5329152
Marmo di Fiandra . . . . .	184	2239488
Marmo di Genova . . . . .	189	770688
Pietra calcare dura di Givri . . . . .	165	663552
Idem tenera . . . . .	145	248832
Mattoni . . . . .	109	321403
Arenaria tenera. . . . .	174	8424

Figura 1.6 Risultati delle prove effettuate da Gauthey. I valori indicati si riferiscono a quelli medi riferiti ad una superficie pari ad un piede quadrato parigino. (Borgnis, 1842)

<<La forza delle pietre si determina sottomendone dei determinati cubetti a pressioni tali da produrre rottura>> Rondelet condusse oltre 800 prove su circa 145 specie differenti di pietre, dalle quali ricavò innumerevoli informazioni, che il Borgnis riassume in 15 punti essenziali:

- 1) *In ogni qualità di pietre, il peso, la forza, la durezza, la natura della grana, la densità, sono qualità dipendenti le une dalle altre, di modo che, per esempio, nella medesima specie, la più pesanti sono d'ordinario le più forti, le più dure ed hanno la grana più fina.*
- 2) *Le pietre il cui colore è nericcio o fosco sono più dure delle bigie, e queste delle rosse e delle bianche. Generalmente quelle di colore più chiaro sono meno forti e meno pesanti.*
- 3) *Le pietre, la cui grana è omogenea ed uniformemente disseminata, sono, a cose pari, più forti di quelle il cui contesto è meno regolare, benché quest'ultime sieno talvolta più dure e più pesanti.*
- 4) *Le qualità delle pietre influiscono pure sulla maniera con cui si rompono; quelle di grana fina, omogenee e dense, che producono un suono chiaro, essendo percosse, si dividono in lamine. Le più rigide fra queste si rompono istantaneamente, con rumore, e si riducono in polve.*
- 5) *Le pietre men dense, di grana grossolana, che producono suono acuto, si decompongono in piramidi, aventi le basi sulla superficie del solido, talché i vertici si riuniscono al centro.*
- 6) *Le pietre, qualunque ne sia la specie, s'accorciano sensibilmente prima di rompersi; quest'effetto è più apparente in quelle che sogliono decomporsi in piramidi.*
- 7) *Quando le pietre hanno un'altezza più che doppia della larghezza, le parti comprese fra le piramidi si dividono in lamine.*
- 8) *Richiedesi minore forza per fendere le pietre vive che per romperle, mentre le molli più facilmente si schiacciano di quello che si fendano.*
- 9) *Le forze delle pietre d'un medesimo genere stanno come i cubi de' pesi specifici.*

- 10) *Le forze delle pietre d'uguale quantità e d'uguale forma, stanno circa come le aree delle basi.*
- 11) *Fra le pietre, le cui basi sono uguali in superficie, ma di figura diversa, quelle a base rettangolare allungata sono meno forti delle quadrate; la differenza è d'altrettanto maggiore che i lati contigui del rettangolo sono disuguali.*
- 12) *La forza dei cilindri, a cose pari, supera di due tredicesimi quella dei parallelepipedi a basi uguali.*
- 13) *Vari cubi sovrapposti hanno minor forza d'un parallelepipedo d'ugual base e d'ugual altezza, d'un sol pezzo.*
- 14) *Le pietre calcari di mediocre durezza cominciano a fendersi sotto un peso minore della metà di quello che le può frantumare.*
- 15) *Sarebbe in generale cosa imprudente di fare portare alle pietre nelle costruzioni la metà del peso indicato nella tabella dedotta dagli esperimenti di Rondelet, (vedi Figura 1.9) sopra cubi la cui base aveva venticinque quadrati di superficie. (vedi Figura 1.10-14)*

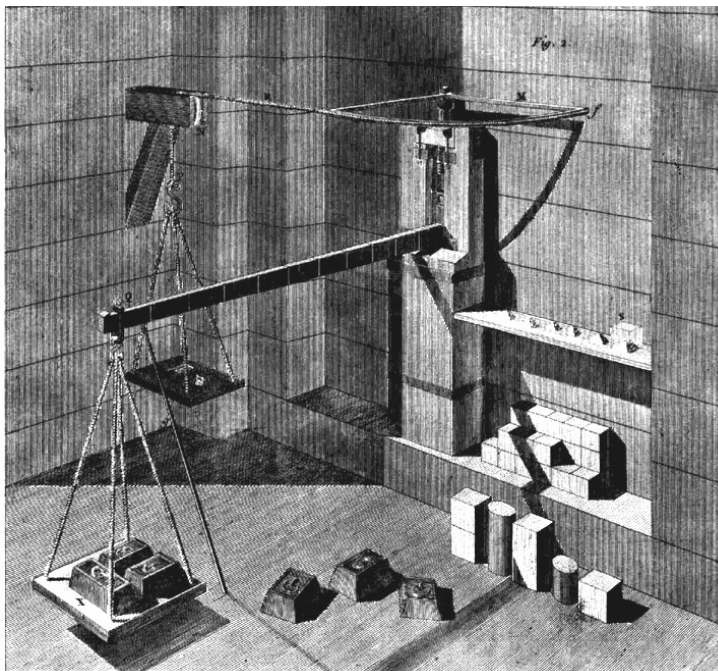


Figura 1.7 Strumentazione di prova utilizzata da Rondelet. (Rondelet, 1832)

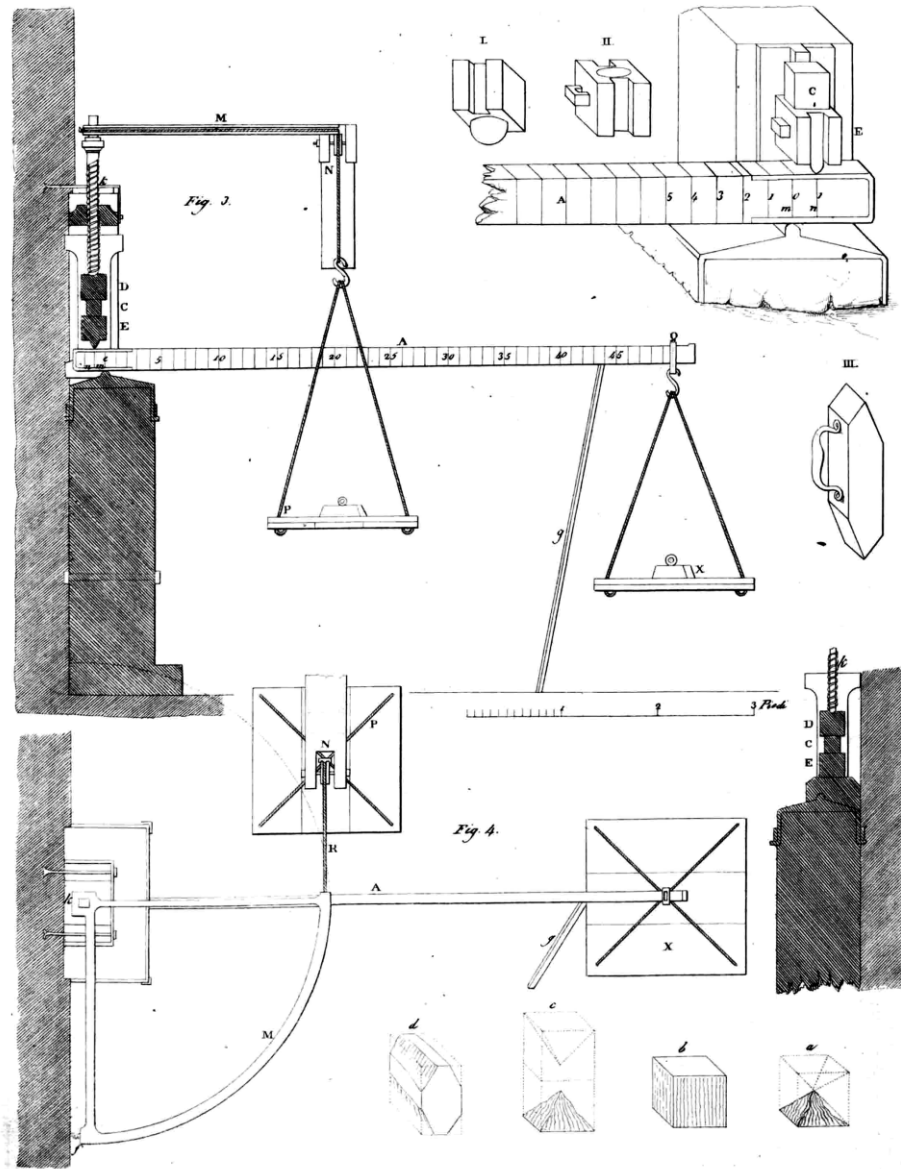


Figura 1.8 Strumentazione di prova utilizzata da Rondélet: Dettagli (Rondélet, 1832)

Indicazione delle pietre		Peso specifico	Carico che produce la rottura
Pietre vulcaniche	Basalto di Svezia . . . . .	3,06	47809
	Idem d'Auvergne . . . . .	2,88	51945
	Lava del Vesuvio detta Piperno . . . . .	2,60	14802
	Lava bigia detta Peperino . . . . .	1,97	5700
	Lava tenera di Napoli . . . . .	1,72	4014
	Tufo di Roma . . . . .	1,22	1447
	Scorie di Vulcano . . . . .	0,86	831
	Pomice . . . . .	0,60	863
Graniti	Granito verde des Vosges . . . . .	2,85	15487
	Granito bigio di Bretagna . . . . .	2,74	16353
	Granito di Normandia . . . . .	2,66	17555
	Granito bigio des Vosges . . . . .	2,64	10581
Arenaria	Arenaria dura rossiccia . . . . .	2,52	20337
	Arenaria bianca . . . . .	2,48	23086
	Arenaria tenera . . . . .	2,49	98
Pietra argillosa	Pietra puzzolente . . . . .	2,66	17030
	Pietra bigia di Firenze . . . . .	2,56	10556
Pietre calcari	Marmo nero di Fiandra . . . . .	2,72	16719
	Marmo bianco venato . . . . .	2,70	7454
	Marmo bianco statuario . . . . .	2,69	8176
	Marmo bianco e turchino . . . . .	2,67	7695
	Pietra dura di Caserta . . . . .	2,72	14865
	Pietra nera di S. Fortunato vicino a Lione . . . . .	2,65	15668
	Pietra dura detta Liais da Bagnaux	2,44	11113
	Travertino di Roma . . . . .	2,36	7446
	Pietra di Chatillon presso Parigi . . . . .	2,29	4347
	Roche d'Arcueil presso Parigi . . . . .	2,30	6336
	Pietra di Saillancourt . . . . .	2,41	3536
	Lambourde pietra tenera a Parigi . . . . .	1,82	1407
	Vergelée. Idem . . . . .	1,83	1496

Figura 1.9 Risultati delle prove effettuate da Rondelet su cubetti di pietra.  
(Borgnis, 1842)

numerazione	nomenclatura delle pietre, e brevi connotati	peso specifico	resistenza allo schiacciamiento	citazioni
	<b>CLASSE I. Marmi</b>	<i>chilog.</i>	<i>chilog.</i>	
1	Africano . . . . .	2729	"	Rondelet
2	Alabastro orientale bianco . . . . .	2730	"	idem
3	Alabastro con macchie brune . . . . .	2744	"	idem
4	Alabastro semitrasparente . . . . .	2762	"	idem
5	Alabastro rossigno mischio . . . . .	2796	"	idem
6	Alabastro giallo di Malta . . . . .	2700	"	idem
7	Alabastro gessoso . . . . .	2250	"	idem
8	Bardiglio di Carrara . . . . .	2714	"	idem
9	Basalte del pavimento de' Giganti . . . . .	2864	"	idem
10	Basalte di Svezia . . . . .	3065	1912	idem
11	Basalte dell' Alvergnia . . . . .	2884	2078	idem
12	Breccia violetta d' Italia . . . . .	2831	"	idem
13	Breccia violetta di Spagna . . . . .	2763	"	idem
14	Breccia rossa o gialla . . . . .	2725	"	idem
15	Breccia rossa d' Aleppo . . . . .	2711	"	idem
16	Breccia gialla d' Aleppo . . . . .	2687	"	idem
17	Breccia di Menfi . . . . .	2651	"	idem
18	Broccatello bigio de' Pirinei . . . . .	2678	"	idem
19	Broccatello giallo . . . . .	2669	"	idem
20	Cipollino . . . . .	2726	"	idem
21	Granito rosso d' Egitto . . . . .	2654	"	idem
22	Granito simile . . . . .	2618	"	Masi
23	Granito simile . . . . .	2686	"	"
24	Granito d' Egitto d' un bel rosso . . . . .	2760	"	Rondelet
25	Granito d' Egitto color di carne . . . . .	2583	"	idem
26	Granito giallo d' Egitto . . . . .	2663	"	idem
27	Granito bigio d' Egitto . . . . .	2728	"	idem
28	Granito rosa orientale . . . . .	2662	880	idem
29	Granito verde . . . . .	2887	"	idem
30	Granito di Russia . . . . .	2630	"	idem
31	Granito di Danimarca . . . . .	2697	"	idem
32	Granito de' Pirenei . . . . .	2673	"	idem
33	Granito verde de' Vosges nella Francia . . . . .	2854	619	idem
34	Granito bigio de' Vosges . . . . .	2640	423	Rondelet
35	Granito bigio della Bretagna . . . . .	2737	654	idem
36	Granito della Normandia denominato <i>gatomos</i> . . . . .	2662	702	idem
37	Granito turchino d' Aberdeen nell' Inghilterra . . . . .	2625	775	Rennie
38	Granito di grana stretta di Peterhead nell' Inghilterra . . . . .	"	588	idem
39	Granito di Cornovaglia . . . . .	2662	451	idem
40	Granito rosso di Baveno nel Novarese sul lago Maggiore . . . . .	2603	"	Bruschett.
41	Granito bianco del lago suddetto . . . . .	2657	"	idem
42	Granito bianco della riva di Chiavenna . . . . .	2624	"	idem
43	Marmo verde antico . . . . .	2870	"	Rondelet

Figura 1.10 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sui marmi (Cavaliere, 1839)



44	Marmo bianco di Paros. . . . .	2817	"	idem
45	Marmo campano verde. . . . .	2742	"	idem
46	Marmo campano rosso. . . . .	2724	"	idem
47	Marmo nero di Fiandra. . . . .	2721	789	idem
48	Marmo di Fiandra denominato <i>cervelas</i> . .	2720	404	idem
49	Marmo bianco statuario. . . . .	2695	327	idem
50	Marmo turchino di Genova. . . . .	2716	"	idem
51	Marmo verde di Genova. . . . .	2680	"	idem
52	Marmo di Sicilia. . . . .	2715	"	idem
53	Marmo bianco di Carrara. . . . .	2716	"	idem
54	Marmo bianco come sopra. . . . .	2435	"	Masi
55	Marmo nero di Varenna. . . . .	2722	"	Bruschetti
56	Marmo bianco italiano venato. . . . .	2726	687	Rennie
57	Marmo rosso di Devonshire, nell' Inghil- terra. . . . .	"	527	idem
58	Ofite, o sia serpentino verde. . . . .	2922	"	Rondelet
59	Porfido rosso. . . . .	2833	"	idem
60	Porfido verde antico. . . . .	2875	"	idem
61	Porfido. . . . .	2798	2001	idem
62	Portoro. . . . .	2710	"	idem

Figura 1.11 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sui marmi (Cavalieri, 1839)

numera- zione	nomenclatura delle pietre, e brevi connotati	peso specifico	resistenza allo schiac- ciamento	citazioni
CLASSE II. <i>Pietre dure.</i>				
63	Arenaria durissima rossigna. . . . .	2517	813	idem
64	Arenaria bianca. . . . .	2476	923	idem
65	<i>Banc-franc</i> , pietra così detta di Mont- rouge presso Parigi. . . . .	2355	258	idem
66	Beola, pietra così detta bigio chiara di Be- vera presso il lago Maggiore. . . . .	2552	462	Rondelet
67	Beola del lago Maggiore. . . . .	2616	"	Bruschetti
68	Ceppo, pietra così detta di Brambata pres- so Milano. . . . .	2222	99	Rondelet
69	Chieppo di grana fina, misto di qualche ciottolo, del Milanese. . . . .	2304	"	Bruschetti
70	<i>Cliquart</i> , pietra così detta, di Meudon presso Parigi. . . . .	2439	479	Rondelet
71	<i>Cliquart</i> di Mont-rouge, parimente presso Parigi. . . . .	2439	359	idem
72	<i>Grit</i> , pietra silicea rossa friabile di Der- by nell' Inghilterra. . . . .	2316	223	Rennie
73	Lava vesuviana durissima di colore cupo. .	2642	635	Rondelet
74	Lava vesuviana simile alla precedente. .	2600	607	idem
75	<i>Liais</i> , pietra così detta, di Bagneux presso Parigi. . . . .	2439	445	idem
76	Macigno, lava così detta delle Frattocchie, presso Albano. . . . .	2771	"	"
77	Macigno, pietra bigia, detta anche <i>sere- na</i> , di Fiesole. . . . .	2557	422	Rondelet

Figura 1.12 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sulle pietre dure (Cavalieri, 1839)

78	Manziana, lava così detta, adoperata in Roma. . . . .	2234	"	"
79	Peperino, tufo vulcanico così detto, di Marino presso Roma. . . . .	1973	228	Rondelet
80	Peperino delle medesime cave. . . . .	2131	"	Masi
81	Peperino come sopra. . . . .	1866	"	"
82	Pietra d' Istria. . . . .	2618	512	Rondelet
83	Pietra d' Istria. . . . .	2757	"	"
84	Pietra di Caserta presso Napoli. . . . .	2718	595	Rondelet
85	Pietra di Portland nell' Inghilterra. . . . .	2428	325	Rennie
86	Pietra silicea di Dundee. . . . .	2530	471	idem
87	Pietra da gesso, di Montmartre presso Parigi. . . . .	1906	67	Rondelet
88	Pietra di Saillancourt adoperata, nel ponte di Neuilly. . . . .	2408	141	idem
89	Pietra d' Angera presso Milano. . . . .	2338	321	idem
90	Pietra di Givry presso Châlons-sur-Saône in Francia. . . . .	2357	193	idem
91	Pietra di Veggiù ne' contorni di Milano. . . . .	2237	209	idem
92	Pietra di Mapello adoperata a Milano. . . . .	2632	"	Bruschetti

Figura 1.13 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sulle pietre dure (Cavalieri, 1839)

93	Piperno, lava così detta di Napoli. . . . .	2596	592	Rondelet
94	Roche, pietra dura conchigliera, d'Arcueil presso Parigi. . . . .	2094	122	idem
95	Selcio, lava così detta, di Capo-di-bove presso Roma. . . . .	2686	"	"
96	Travertino delle cave di Tivoli presso Roma. . . . .	2359	298	Rondelet
97	Travertino delle medesime cave. . . . .	2191	"	Masi
98	Travertino come sopra. . . . .	2291	"	"
99	Travertino del tempio di Pesto. . . . .	2254	226	Rondelet
100	Viganò, pietra così detta di Milano. . . . .	2203	136	idem
CLASSE III. <i>Pietre tenere.</i>				
101	Lambaurde, pietra così detta di Conflans adoperata a Parigi. . . . .	1819	56	idem
102	Lambaurde, di qualità inferiore de' contorni di Parigi. . . . .	1561	23	idem
103	Pietra di Givry. . . . .	2081	88	idem
104	Pietra di Sain-Leu adoperata a Parigi. . . . .	1705	55	idem
105	Pietra pomice, prima qualità. . . . .	675	42	idem
106	Pietra pomice, seconda qualità. . . . .	605	35	idem
107	Pietra pomice, terza qualità. . . . .	556	28	idem
108	Scoria vulcanica de' contorni di Roma. . . . .	891	37	idem
109	Scoria vulcanica de' contorni di Napoli, prima qualità. . . . .	859	33	idem
110	Scoria vulcanica di Napoli, seconda qualità. . . . .	789	26	idem
111	Tufo vulcanico di Napoli. . . . .	1302	52	idem
112	Tufo medesimo. . . . .	1265	47	idem
113	Tufo vulcanico di Roma. . . . .	1217	58	idem
114	Vergelè, pietra così detta de' contorni di Parigi. . . . .	1831	60	idem

Figura 1.14 Risultati prove monoassiali a compressione effettuate fra 700' ed 800': Tabella riassuntiva di dettaglio sulle pietre tenere (Cavalieri, 1839)

Conclusa la ricognizione circa le qualità meccaniche fino ad allora esplorate e la resistenza assoluta negativa del materiale pietra, come argomento focale; passiamo adesso a definire sinteticamente quali sono i “criteri di accettabilità” dei materiali che la trattatistica imponeva e suggeriva ai giovani ingegneri. Ravvisiamo allora cosa ci dice il Cavalieri, che più di tutti si è soffermato, circa questo tema:

*<<La qualità che importa di considerare nelle pietre da costruzione sono*

- 1.° le grandezze o sia il volume,*
- 2.° la gravità specifica,*
- 3.° la resistenza,*
- 4.° la durezza,*
- 5.° la lavorabilità,*
- 6.° la durezza,*
- 7.° l'affinità con le malte.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo II, p 9)

Circa la “gravità specifica” e la “resistenza” abbiamo già diffusamente riferito; circa le altre qualità, appare rilevante porre l'accento su “lavorabilità”, “durezza” ed “l'affinità con le malte”; per fare ciò ci serviremo delle parole del medesimo autore:

#### *La Lavorabilità*

*<<[...] La lavorabilità è una prerogativa essenziale delle pietre da taglio e de' marmi, per cui si rendono capaci di prendere le forme stabilite [...] Ne deve questa proprietà desumersi dalla maggiore o minor difficoltà dell'operazioni necessarie per la riduzione delle pietre, poichè questa dipende dalla durezza, e l'arte ha in pronto i mezzi opportuni per vincere queste difficoltà a seconda del grado in cui si presentano; ma bensì dalla possibilità d'eseguire con buon successo le stesse operazioni, la quale è tolta talora da vizi naturali delle pietre, come sarebbero la fragilità, la crudeltà, la mancanza d'omogeneità, le screpolature ecc..*

*Cade ora in acconcio di dare qualche notizia delle operazioni, a cui si riduce tutto il lavoro delle pietre. Sono dunque coteste operazioni 1.° la segatura, 2.° il taglio; [...] Per mezzo della segatura i massi o rocchi grezzi, provenienti dalle cave, si dividono [...] secondo gli usi a cui si destinano. Quest'operazione sulle pietre tenere si eseguisce con seghe dentate; sulle pietre dure con lame lisce [...] Le lame sogliono essere ordinariamente della lunghezza di circa 2,60: un abile segatore produce in ogni*

*minuto, per un dato medio, cinquanta alternazioni di sega, facendo percorrere alla lama in avanti e in addietro da 40 a 54 centimetri. Quindi i massi che si sottopongono alla segatura possono avere la lunghezza di m. 2 circa, e quando si tratta di piccoli rocchi, si uniscono insieme in modo di formare un composto della detta lunghezza di 2 metri, saldandoli sopra una lastra di pietra, che abbia alle estremità due labbri rilevanti, per poter stringere tutti i rocchi, e impedire che scorrano sotto l'azione della lama.*

*Il taglio tende a ridurre i rocchi di pietre alle forme [...] l'operazione effettiva consiste nel recidere, o mandare in iscaglie il rustico, cioè la pietra superflua, staccandola con uno scalpello appuntato, che dicesi subbia, a colpi di martello. Le norme opportune, per regolare il taglio corrispondentemente alle forme e alle dimensioni stabilite, appartengono alla stereotomia.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo II, p 14-5)

È interessante come egli richiami la stereotomia per individuare la forma più idonea a darsi; infatti, più di ogni altra scienza, questa è stata in grado di perseguire tale scopo, restituendoci, in fine, dei canoni univoci a cui attenerci. Ad ogni modo, su questo argomento torneremo nel corso di tutto il secondo capito, cui è interamente dedicato; nel quale esporremo con estremo rigore i connotati morfologico – costruttivi che governano l'opera muraria nei suoi diversi aspetti tecnici e schemi produttivi.

### *La Durezza*

*<<[...]La durezza è quella proprietà, che preserva le pietre dal logorarsi per l'attrito. Alcune specie di pietre, quantunque dotate d'un sufficiente grado di resistenza per poter essere impiegate con sicurezza nella composizione delle masse murali, comunque esposte a dover sopportare pressioni verticali o spinte laterali, non sono tuttavia adatte per difetto di durezza, a servire ad alcuni usi, che le renderebbero soggette ad essere in breve corrose dal troppo frequente attrito>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo II, p 16)

### *La affinità con le malte*

*<<[...] Importa ancora generalmente che le pietre destinate alle composizione delle masse murali abbiano la facoltà di attaccarsi fortemente alle malte; la quale appunto abbiamo voluto esprimere con la denominazione di affinità con le malte.*

*Si è generalmente osservato che questa facoltà è posseduta in maggior grado delle pietre, secondo che è minore la loro durezza, ed a norma che sono meno compatte, e che hanno*

*le superficie meno lisce. Se è pure osservato che ordinariamente le malte fanno debole presa sulle pietre arenarie; e che le pietre molari, quantunque molto dure, sono capaci di acquistare una forte aderenza con le malte nella costruzione de' muri.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo II, p 17)

L'ultima "proprietà" enunciata dal Cavalieri, introduce un nuovo tema: quello dei leganti; che di seguito andremo a dibattere ed approfondire.

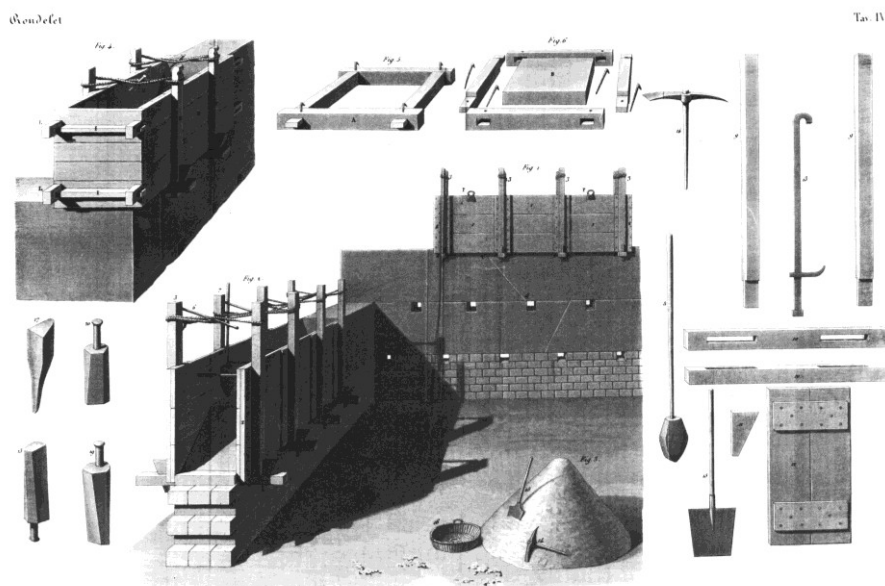


Figura 1.15 Tavola IV: Immagini 1 e 2 - Incassatura o tavolato per fabbricare i muri formacei, veduto esternamente 1. Tavole a maschio e femmina fortificate da altre tavole messe a traverso, segnate 2, e fissate da forti chiodi ribaditi 3. Travicelli portanti una spina al basso, chiamati colonnette 4. Traversi chiamati chiavi, forati da due lunghe piaghe nelle quali si mettono i travicelli o colonnette 5. Cunei di legno che servono a serrare le banche al basso contro la grossezza del muro 6. Bastoncelli chiamati grossezze del muro che servono a determinare lo spessore del muro all'alto del tavolato 6. Bastone breve che serve di randello per stringere i legami delle corde che fermano le colonnette all'alto 7. Pillone C, d. Pendio di 60 gradi fatto all'estremità dei tavolati mobili, per servire a legare le corsie tra loro; Immagine 3 - Terra preparata ed altri strumenti all'uso degli operai; Immagine 4 - Intavolatura pei muri formacei costrutti diversamente da 8. a16. - Dettagli e strumenti di lavoro relativi alle Immagini 1, 2, 3, 4; Immagine 5 - Quadro per formare i mattoni di calce; Immagine 6 - Mattone di calce foggiato, col quadro smontato da 17. a 20 - Dettagli relativi alle Immagini 5 e 6 (Rondelet, 1832)

### 1.2.2 Della Calce

<< Dicesi muro o muraglia qualunque ammasso artefatto di pietre, ordinate in modo, che ne risulti un solido di figura e dimensioni determinate, atto a conservare stabilmente la propria forma, sia per la forza di qualche materia glutinosa, cui si dà il nome di malta o cemento, la quale avvolge le pietre, e le tenga saldamente aderenti l'una all'altra; sia in grazia dell'equilibrio, in cui si trovi ciascuna pietra per la semplice sua posizione; sia finalmente perché le pietre si trovino tutte studiosamente disposte in guisa tale, che quelle forze, per cui tenderebbe ciascuna di esse a spostarsi, s'impediscano e si elidano nel vicendevole conflitto. I materiali di cui si compongono i muri son dunque generalmente le pietre, e le malte.>>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo I)

Con queste parole il Cavalieri diede avvio al suo terzo volume dell'opera già più volte citata, intitolato: *Dei Lavori Murali*, è evidente, fin da subito, come egli dia un valore notevole all'impiego della malta nella buona pratica del costruire; infatti, scorrendo le pagine, è possibile rinvenire un'intera sezione dedicata all'argomento. (Figura 1.15)

Molti autori ottocenteschi ed egli, analogamente ad essi, fonda il suo sapere e prende le mosse dal *De Architettura di Vitruvio* riportando con rigore scientifico notizia di tutto quanto fino ad allora ritenuto utile e buona norma, nonché le ultimissime scoperte ed osservazione di colleghi e scienziati. Al Capo IV quindi, esordisce operando un iniziale distinguo fra le malte nate dal miscuglio di più sostanze e quelle composte da un'unica materia. Partendo proprio da quest'ultima categoria, egli riferisce circa l'impiego del gesso come legante diffusamente adoperato fin dall'antichità, ed in ordine temporale gradatamente giunge all'optimum rappresentato dalle malte a base di calce intimante combinate con pozzolana o agenti idraulicizzanti. Prima di passare agli aspetti prettamente tecnologici, analogamente a quanto reso per le pietre, il Cavalieri dispensa "3 proprietà" fondamentali per l'accettazione delle malte come materiale da costruzione di buona qualità e fattura. I criteri di accettazione generale si presentano così esposti:

<<Le proprietà essenziali delle malte in generale sono:

I.° d'esser atte a consolidarsi in più o men breve tempo, e a divenir forti, a segno di poter sopportare una gagliarda compressione senza rimanere infrante;

2.° di contrarre nell'assodarsi una tenacissima aderenza con le pietre sieno naturali, ovvero artefatte, in guisa tale da poter formare con esse delle masse, le cui parti sieno saldamente, e quasi indissolubilmente unite;

3.° di esser capaci di mantenersi esenti da qualunque alterazione all'aria, all'umido, al gelo, ad ai raggi solari. La bontà delle malte consiste nell'essere più o meno dotate di queste proprietà [...]>>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV)

Chiariti questi aspetti, possiamo adesso a definire com'è possibile sfruttare il gesso, estratto in natura, come legante nella sua forma pura:

<<Il gesso, o vogliam dire la pietra da gesso, è un solfato di calce, che trovasi in sotto vari aspetti, ordinariamente mescolato con qualche più o meno quantità di carbonato di calce. Prima di tutto, la pietra vuol esser cotta, o la calcinata in apposite fornaci. L'azione del fuoco nel calcinare la pietra espelle dal solfato l'acqua di cristallizzazione, e del carbonato l'acido carbonico: laonde il gesso calcinato altro non è, che un miscuglio di calce solfatica rimasta priva dell'acqua di cristallizzazione, e di calcina viva, vale a dire di calce carbonatica, che ha perduto nella calcinazione tutto, o quasi tutto l'acido carbonatico. Per la perfetta calcinazione si richiede da prima un fuoco moderato, quindi un fuoco più intenso, il quale continuato per 24 ore basta ordinariamente a cuocere completamente la pietra. Dopo la calcinazione la pietra va ridotta in polvere al quale effetto suol essere infranta per mezzo si mazzapicchi o di pistelli adoperati a mano, ovvero tenuti in movimento con opportuni artifizi meccanici. Il gesso così calcinato e polverizzato si converte in malta, impastandolo con una giusta quantità d'acqua. >>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV)

Ecco spiegato il processo in base al quale è possibile ricavare del gesso calcinato e polverizzato pronto per essere convertito in malta. Inteso il concetto appena esposto, andiamo, quindi a modulare i criteri di accettabilità, nello specifico caso delle malte di gesso:

<<La malta di gesso offre nell'uso diversi fenomeni, i quali importa di conoscere, ond'essere al caso di saper adoperare la malta stessa con profitto, e con sicurezza di buona riuscita.

*1.° Il gesso perde ogni virtù se non viene adoperato al più presto dopo la calcinazione. Perciò, ove le cave del gesso sono lontane, si fa venire nello stato naturale, e non si cuoce se non che quando, e di mano mano, che occorre di metterlo in opera.*

*2.° La malta di gesso, se non adopera appena sciolta ed impastata con l'acqua, indurisce, e diviene inutile; laonde non dev'esser preparata che a poco per volta, all'atto di metterla in opera.*

*3.° Il gesso, tutt'al contrario delle malte composte, quand'è messo in opera, nell'assodarsi si dilata. Questo gonfiamento arriva a tal segno, che se le muraglie, murate semplicemente in gesso, non venissero premunite con avvedutezza, potrebbero trovarsi esposte a qualche pericoloso movimento.*

*4.° La malta di gesso ne' luoghi umidi ben presto marcisce, se sfalda, e si sfarina. Egli è questo il motivo pel quale ne è proscritto generalmente l'uso in tutte le costruzioni idrauliche.*

*5.° la stessa malta fa poca o niuna presa sul legname; e perciò i legni sogliono esser guarniti di chiodi all'intorno, allorché debbono essere murati o rivestiti in gesso.*

*6.° Il gesso stemperato con latte di calce, o meglio ancora con acqua di colla forte, somministra una malta capace di produrre uno stucco di molta consistenza, e ridicibile ad un bel polimento.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV, pag 31)

Dalla citazione sopra riportata è facilmente deducibile come la malta di gesso risulti poco lavorabile ed affidabile nel tempo, ma utilmente spendibile nell'immediato. In un arco temporale relativamente breve, verrà rimpiazzata dalla ben più pregevole malta a base di calce; ad ogni modo il suo impiego, se pur limitato rimarrà sempre in auge, specialmente per quelle opere edilizie che necessitano di leganti resistenti all'azione degradante del fuoco e rispettosi dell'essenza fibrosa dei legni.

I leganti a base di calce fanno parte della categoria delle così dette: <<malte composte>>. In relazione alle qualità mineralogiche del calcare estratto, è possibile ottenere leganti con capacità più o meno rilevanti di indurire in ambienti umidi o secchi. Il ben noto processo produttivo affonda le sue radici in tempi antichissimi, è ai Romani che si deve l'invenzione, ed a Vitruvio la massima diffusione.

*<<De harenae copiis cum habeatur explicatum, tum etiam de calce diligentia est adhibenda, uti de albo saxo aut silice coquatur; et quae erit ex spisso et duriore, erit utilis in structura, quae autem ex fistuloso, in tectoriis. Cum ea erit extincta, tunc materia ita misceatur, ut, si erit fossicia, tres harenae et una calcis infundatur; si*



*autem fluviatrica aut marina, duo barenæ, una calcis coiciatur. Ita enim erit iusta ratio mixtionis temperaturæ. Etiam in fluviatrica aut marina si qui testam tunsam et succretam ex tertia parte adiecerit, efficiet materiae temperaturam ad usum meliorem.>>(versione latina)*

*<< La si ottiene dalla cottura di pietra bianca o di selce; quella ricavata da una pietra compatta e dura è adatta per la struttura muraria, mentre quella ottenuta da una pietra porosa va bene per l'intonaco. Una volta raffreddata la si mescola con sabbia nel rapporto di uno a tre se questa è di cava, di uno a due se invece è di fiume; così si ottiene un dosaggio ben equilibrato. Ma il risultato sarà ancora migliore se alla sabbia di fiume o di mare si aggiunge la terza parte di frammenti di coccio pestato e setacciato.>> (Figura 1.16)*

(Pollione M.V., De Architettura, Libro II, pag 78-9)

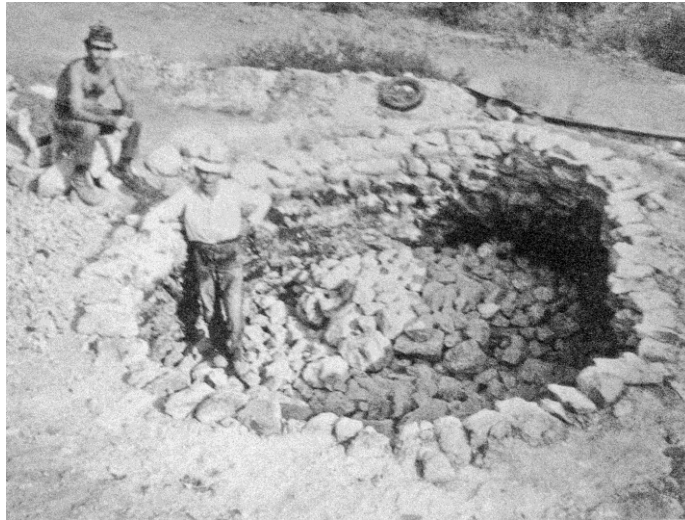
Il Cavalieri nell'800' ci darà una chiara descrizione sia del processo produttivo, che dei materiali impiegati, nonché delle malte ricavabili da essi. Illustriamo di seguito questi argomenti partendo proprio dalla pietra calcarea come materia prima:

*<<La pietra calcarea [...] se ne distinguono moltissime specie e varietà, le quali offrono il carbonato di calce più o meno puro; quantunque in istato di reale purezza questo non si trovi che assai di rado, ma per lo più commisto accidentalmente a materie straniere. La forma primitiva del carbonato di calce puro è la romboidale; e secondo l'analisi de' Chimici suol esso esser composto di 0,64 di calce, 0,33 d'acido carbonico, e 0,03 d'acqua. Le sostanze, a cui va ordinariamente unito il carbonato di calce nella pietra calcarea, sono l'allumina, la silice, la magnesia, la calce solfatica, e gli ossidi di ferro e di magnesio. Le pietre, che contengono dell'allumina e della magnesia, sono le meno adatte a produrre buona calcina. All'opposto quelle, in cui trovasi qualche quantità di silice somministrano le calcine migliori. >>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV, pag 32)

Chiarito quindi, fra i carbonati esistenti in natura, quali si prestano maggiormente al processo produttivo, illustriamo di seguito modalità di cottura e *<<tutte le cure>> <<dirette ad ottenere la perfetta calcinazione della pietra>>*. Si fa breve menzione del processo chimico alla base della calcinazione dei calcari:

Il Carbonato di Calcio ( $\text{CaCO}_3$ ) sottoposto a cottura perde la sua componente Carbonica ( $\text{CO}_2$ ), ottenendo così la *Calce Viva* ( $\text{CaO}$ ). Al termine di questo ciclo sarà estinta con acqua in quantità e trasformata nella così detta *Calce Spenta*:  $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$ . In base alla quantità d'acqua impiegata questa potrà assumere diversi usi ed impieghi, dal semplice legante al grassello di calce, fino all'acqua di calce. (Figura 1.16)



A)



B)

Figura 1.16 A) Calcinazione del calcare; B) Lamia a copertura del cumulo di calcare in cottura: Foto (J. P. Adam, 2008)

<<La principale sostanza costitutiva di tutte le malte composte è la calcina, vale a dire il prodotto della calcinazione della pietra calcarea, o sia calce carbonatica de' mineralogisti. L'azione del fuoco toglie alla pietra l'acqua di cristallizzazione, e buona parte dell'acido carbonatico.[...] La pietra calcarea si cuoce, o vogliam dire si calcina, entro apposite fornaci, che comunemente diconsi anche calcare. [...] La pietra così calcinata dicesi calcina viva. Ma questa contiene ancora un residuo d'acido carbonico, il quale vien espulso mediante quella seconda operazione, che dicesi estinzione della calcina, e si eseguisce ordinariamente versando molt'acqua sulla pietra calcinata. Dopo questa seconda operazione la calcina dicesi spenta o smorzata, ed anche calcina in pasta. La bontà della calcina, vale a dire la disposizione di essa a formar buone malte, dipende dalla qualità della pietra calcarea, e dalla condotta regolare delle due operazioni testè enunciate, cioè la calcinazione, e l'estinzione.>>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV, pag 31)

Le “calcare” sono lo strumento di cui si munirono in tutti i tempi le “fabbriche” di ogni genere, da cui dipende buona parte della qualità del legante impiegato per dare compimento all’opera muraria. Illustriamo di seguito i caratteri costruttivi di questi veri e propri forni. (Figura 1.17)

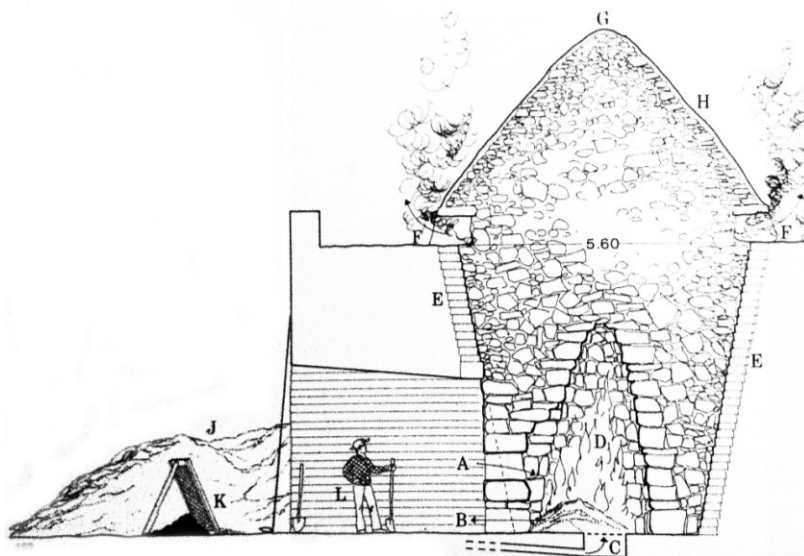


Figura 1.17 Illustrazione grafica forno per cottura delle malte: Foce; (J. P. Adam, 2008) A apertura per l'immissione del combustibile; B aria fresca, evacuazione delle bataci; C ventilazione; D camera di riscaldamento con mattoni refrattari; F sfiatatoi (13 in tutto); G lamia; H strato di calce grassa; I cumolo di pietre da cuocere; J riserva di combustibile; K setaccio per la brace; L il fornaciaccio.

*<<La forma più vantaggiosa d'un forno calcinatorio sia quella d'una semiellissoide a base circolare. Nella parte più centrale della fornace si collocano le pietre più dure, e le più voluminose; e si dispongono poi di mano in mano nelle parti più eccentriche i sassi più minuti, e di pietra meno dura. La pietra nel calcinarsi va gradatamente scemando di gravità specifica, e cangiando di colore. Alla prima assume una tinta cupa, la quale passa dal nero, al bigio, al turchinastro o al verdastro; e termina col divenire bianca o gialla. Quando si vede che la pietra si è schiarita, e si conosce che ha perduto la metà circa del suo peso primitivo, si può arguire che la calcinazione è arrivata a giusto grado. Ma il contrassegno sicuro della perfetta calcinazione consiste nel vedere sorgere sulla fornace un cono di fiamma viva, non offuscata da mescolanza di fumo. Ordinariamente si richiedono per la calcinazione della pietra cent'ore almeno d'un fuoco intenso, e continuato.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV, pag 32)

Conclusa la calcinazione, il legante così ottenuto verrà conservato in apposite vasche, pronto all'uso. Due varietà principali verranno estratte dalla fornace calcinatoria: *Grasse* e *Magre*. La differenza principale consiste nella quantità d'acqua necessaria per l'estinzione delle malte, filtrate in appositi mortai. Le prime assorbono molta acqua, le seconde poca; le calci grasse a parità d'inerte aggiunto, fino al 700' venivano considerate più tenaci delle magre, che di contro posseggono l'importantissima qualità di indurire in ambienti acquosi, da cui l'appellativo *idrauliche*. Quest'ultima peculiarità non appartiene, però, a tutte le calcine magre; Louis Joseph Vicat, infatti, propose di suddividere le malte in due categorie principali: comuni e idrauliche. Il principio che stabilisce l'appartenenza a ciascuna delle categorie prevedeva l'immersione di una <<gleba>> di calce cotta in acqua purissima ed il deposito della stessa sul fondo di un vaso per circa 8-15 giorni; se alla fine di questo processo la calce estinta si mostrerà molle allora se ne dedurrà l'iscrizione alla classe delle malte comuni; viceversa sarà considerata idraulica.

*<<Le calcine idrauliche, avverte l'accuratissimo scrittore francese (L.J.Vicat), sono talvolta più o meno candide; ma per lo più hanno un color bigio di fango o di mattone crudo. Esse dono ordinariamente magre, ben rare volte di qualità media, e non mai di qualità grassa. Si danno peraltro delle calcine, le quali quantunque del colore anzidetto e magre, non sono tuttavia idrauliche. Per decidere dunque della qualità idraulica d'una calcina sarebbero mal sicuri indizi il colore ed il risultato*

*dell'estinzione, ed è forza di prender lume dall'esperienza. Per scoprire se qualche sorta di pietra calcarea sia per natura capace di somministrare una calcina idraulica, se ne potrà far calcinare una gleba ad un fuoco di fucina, e quindi compiuta la calcinazione, si sottometterà la pietra cotta all'estinzione ordinaria, e si riporrà la pasta nel fondo d'un vaso sotto una certa quantità d'acqua pura. Se in capo ad otto o al più quindici giorni la pasta si sarà assodata asseguo di resistere all'impressione delle dita, si arguirà che la calcina è di qualità idraulica. Ma se la pasta di conserverà molle dopo il lasso di tempo, si dovrà decidere.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV, pag 35-6)

È possibile però riprodurre le malte idrauliche anche artificialmente; molti sforzi furono fatti in questa direzione fra il 700 e l'800 da Chimici e uomini di Scienza; più di tutti si distinse in quest'intento il Vicat. Egli dedicò tutto il suo ingegno nella ricerca in questo campo, decifrando la combinazione perfetta per il confezionamento delle malte a regola d'arte:

*<<[...] la Chimica e l'Architettura andranno così a lui pienamente debitrice della vera e completa teoria delle calcine e delle malte, e delle più sicure norme pei buoni effetti delle calcine e delle medesime nell'arte delle costruzioni.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV, pag 38)

Fra le diversissime <<arene>> spicca la “pozzolana”, ben nota fin dall'antichità per le sue eccezionali qualità idraulicizzanti:

*<<la pozzolana è una materia vulcanica terrosa, celebre per la sua virtù di formar con la calcina eccellenti malte, capaci di far pronta e solidissima presa nell'acqua. Di quest'utilissima sostanza sono copiosissimi depositi naturali in quella parte dell'Italia, che fra gli Appennini e il mar Tirreno si estende da Napoli al confine meridionale della Toscana con lo Stato romano; ove comunemente si adopera per le costruzioni murali [...] niun'altra materia naturale o artificiale, che si conosca, vale ad equiparare i mirabili e sicuri effetti.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo IV, pag 40)

La pozzolana, copiosissima, quindi, in natura nell'Italia centro meridione, a causa degli elevati costi di trasporto, verrà nel corso dei secoli rimpiazzata dalle così dette: *pozzolane artificiali*. Vicat, come già premesso, diede vita ad un imponente studio sui leganti, ha condotto innumerevoli

esperimenti comparativi su centinaia di specie diverse di leganti, da cui, attraverso osservazioni, studi congiunti e ricerche costanti è sopraggiunto alla definizione del metodo attraverso cui è possibile conferire alle calci comuni le proprietà delle calci idrauliche.

Borgnis riporta:

<<[...] *Le pozzolane artificiali si fanno in diverse maniere:*

1.° *Colla polve di pomice*

2.° *Colle pietre scistose che facilmente si riducono in polve dopo aver provato l'azione d'un calore intenso.*

3.° *Sottoponendo il basalto ad un forte calore ed indi polverizzandolo.*

4.° *Gli Olandesi riducono in polve le pietre vulcaniche d'Andernach, servendosi a questo uopo di mulini a vento, e ne ottengono una buona pozzolana a cui danno il nome di trass.*

5.° *In Amsterdam usasi di cavare l'argilla dal fondo del mare, di cuocerla come i mattoni, poi di ridurla in polve che tiene le veci di pozzolana.*

6.° *La cenere del carbon fossile, quando questo sia stato impiegato alla calcinazione delle pietre, forma una buona pozzolana.*

7.° *L'arenaria ferruginea, cotta e polverizzata, forma un'altra specie di pozzolana artificiale.*

[...] *Vicat, avendo voluto determinare sperimentalmente il grado di cottura che meglio conviensi alle diverse specie per formare il migliore cemento colle calci grasse e colle mediocrementemente idrauliche, riconobbe quanto segue [...]*>> (vedi Figura 1.18)

(G.A.Borgnis, libro II, p 186-7)

<<*Il dotto Vicat ha trovato il metodo seguente di conferire alle calci comuni le proprietà delle calci idrauliche, il quale fu approvato dall'Accademia delle scienze di Parigi, non che dal consiglio de' ponti ed argini.*

*La calce cotta su cui si vuole operare si deponga in un luogo aperto od asciutto, si lasci ivi soggiornare sinchè siasi spontaneamente ridotta in polvere, s'impasti la calce con poca acqua ed una determinata quantità d'argilla o con terra da mattoni, forminsi quindi delle palle che si lasciano asciugare per farle poi cuocere.*

*Le calci molto grasse comportano 0,20 d'argilla, le mezzane 0,25 e soltanto 0,10, oppure 0,6 le calci che s'accostano alla natura delle idrauliche.*>>

(G.A.Borgnis, libro II, p 182-1)

Per la calce mediocrement idraulica.	$\left\{ \begin{array}{l} 1.^{\circ} \text{ Scisto.} \\ 2.^{\circ} \text{ Basalto.} \\ 3.^{\circ} \text{ Argilla ed arenaria ferruginea.} \end{array} \right.$
Per la calce grassa comune.	$\left\{ \begin{array}{l} 1.^{\circ} \text{ Argilla ferruginea e basalto.} \\ 2.^{\circ} \text{ Scisto.} \\ 3.^{\circ} \text{ Sola argilla ferruginea.} \end{array} \right.$
Per la calce assai grassa.	$\left\{ \begin{array}{l} 1.^{\circ} \text{ Argilla ferruginea.} \\ 2.^{\circ} \text{ Scisto.} \\ 3.^{\circ} \text{ Basalto.} \\ 4.^{\circ} \text{ Arenaria ferruginea.} \end{array} \right.$
Per la calce comune assai magra.	$\left\{ \begin{array}{l} 1.^{\circ} \text{ Basalto.} \\ 2.^{\circ} \text{ Argilla ferruginea.} \\ 3.^{\circ} \text{ Scisto.} \\ 4.^{\circ} \text{ Arenaria ferruginea.} \end{array} \right.$

Figura 1.18 Risultati delle esperienze sperimentali condotte dal Vicat: l'ordine individua nell'ambito delle Pozzolane artificiali la qualità del composto muovendosi dal migliore (G.A.Borgnis, 1842)

Analogamente, anche se in maniera meno energica, il Rondelet (vedi Figura 1.19) ha condotto un'esauritiva campagna sperimentale di cui il Borgnis ci restituisce sinteticamente i risultati principali:

<<Dagli esperimenti di Rondelet rilevasi:

- 1.<sup>o</sup> Che la sabbia di cava posta al confronto colla sabbia di fiume a dosi uguali e con uguali quantità di calce, produce un cemento migliore, più duro e che disseccasi con maggior prontezza.
- 2.<sup>o</sup> Che la sabbia di cava recentemente estratta è preferibile alla medesima sabbia rimasta esposta alle intemperie.
- 3.<sup>o</sup> La sabbia silicea pura paragonata alla sabbia men pura, forma un cemento men duro e che impiega maggior tempo ad asciugarsi.
- 4.<sup>o</sup> A cose pari sono da preferirsi le sabbie di color fosco.
- 5.<sup>o</sup> La sabbia d'ordinaria grossezza è migliore di quella minuta.
- 6.<sup>o</sup> L'arenaria polverizzata non è atta a formare buon cemento.
- 7.<sup>o</sup> La polve di pietra calcare dura è meno buona per formare cemento della terra.
- 8.<sup>o</sup> Riesce migliore il cemento formato con sabbia di cava, di quello sia colla polve della medesima pietra da cui derivò la calce che vuolsi impiegare.
- 9.<sup>o</sup> Le tegole polverizzate paragonate colla sabbia producono cemento più duro.>>

(G.A.Borgnis, libro II, p 183-4)

Numerazione	SPECIFICAZIONE DELLE MALTE  SOTTOMESSE ALLE SPERIENZE	gravità specifiche delle malte		resistenza allo schiacciamento delle malte			
				di 18 mesi		di 16 anni ed antiche	
		naturali	battute	naturali	battute	naturali	battute
		<i>chil.</i>	<i>chil.</i>	<i>chil.</i>	<i>chil.</i>	<i>chil.</i>	<i>chil.</i>
1	Malta di calcina ed arena fluviale . .	1625	1893	30,7	41,5	"	47,0
2	Di calcina ed arena fossile . . . .	1588	1903	40,7	56,2	"	"
3	Di calcina, e di polvere di mattoni o di cocci. . . . .	1457	1663	47,6	65,3	"	81,4
4	Di calcina, d'una parte d'arena fos- sile e due di coccio in polvere . .	1503	1734	43,5	61,9	48,5	"
5	Di calcina e polvere di pietra are- naria . . . . .	1681	1844	29,3	34,2	29,6	"
6	Di calcina e pozzolana di Roma . .	1320	1442	34,4	44,9	"	51,2
7	Di calcina e pozzolana bianca di Na- poli . . . . .	1024	1177	38,2	56,2	"	72,3
8	Di calcina e d'un miscuglio di pozzo- lane di Roma e di Napoli . . . .	1456	1676	36,6	53,3	"	"
9	Lastrico fatto con calcina e lapillo di Napoli (*). . . . .	"	1091	"	47,2	"	56,4
10	Lastrico vecchio fatto originariamen- te a Napoli . . . . .	"	1000	"	"	"	64,3
11	Intonaco d'un'antica conserva d'acqua delle adiacenze di Roma . . . .	"	1549	"	"	"	76,1
12	Calcinaccio ricavato dall'interno d'un antico muro di Roma . . . . .	1414	"	"	"	70,8	"
13	Malta ordinaria di gesso . . . . .	1227	"	49,6	"	"	"
14	Gesso impastato con latte di calcina	1115	"	72,6	"	"	"

Figura 1.19 Risultati delle esperienze sperimentali condotte dal Rondelet circa la resistenza a schiacciamento delle differenti tipologie di malte (N. Cavaliere San-Bertolo, 1839)

Circa la resistenza (Figura 1.20), il Bognis ci riporta sia l'autorevole parere del Rondelet, che sottomise a schiacciamento innumerevoli



cubetti di malta di varia qualità e periodo si stagionatura e relativi risultati sperimentali (Figura 1.19-21); che quanto affermato dal Vicat:

*<<Varie sperienze eseguite da Rondelet indicano che quando il cemento impiegato ad unire le pietre ha acquistato tutta la sua durezza l'aderenza con cui s'attacca alla pietra medesima supera la sua resistenza assoluta; questa poi è l'ottava parte circa della resistenza negativa assoluta.*

*L'aderenza del gesso alle pietre è minore della sua resistenza assoluta ed equivale circa ai due terzi di essa. Paragonando poi l'aderenza del gesso a quella del cemento Rondelet riconobbe che la prima supera la seconda nelle costruzioni nuove che hanno meno di otto anni; ma dopo succede l'opposto, quindi l'aderenza del gesso diminuisce mentre l'altra aumenta progressivamente.*

*Dalle esperienze poi di Vicat si rileva che la forza de' cementi fatti con calce idraulica perfetta è circa tripla di quella de' cementi con malta grossa, supponendo che questi ultimi siano ben manipolati; in caso diverso è persino sette volte maggiore.>>*

Qualità de' cementi	Peso specifico	Carico sopra una base di 25 centim. quadrati
Calce e sabbia di fiume . . . . .	1,63	767
Idem battuto . . . . .	1,89	1048
Calce e sabbia di cava . . . . .	1,59	1017
Idem battuto . . . . .	1,90	1406
Calce e tegole polverizzate . . . . .	1,46	1191
Idem battuto . . . . .	1,66	1633
Calce ed arenaria polverizzata . . . . .	1,68	733
Con pozzolona mista di Napoli e Roma. .	1,46	916
Idem battuto . . . . .	1,68	1333
Intonaco antico d'una conserva presso Roma	1,55	1903
Intonaco alla Bastiglia di Parigi. . . .	1,49	1368

Figura 1.20 Risultati delle esperienze condotte da Rondelet circa la resistenza negativa assoluta (G.A.Borgnis, 1842)

Oggetti sottoposti agli esperimenti	Resistenza in chilogrammi per ogni centimetro quadrato	Autori
Marmo bianco . . . . .	115	Tredgold (1)
Pietra calcare tenera . . . . .	14,4	Coulomb (2)
Pietra calcare dura di Portland	60,2	Tredgold
— Lavagna . . . . .	80	Tredgold
— Mattoni . . . . .	tra 18, 7 e 20	Coulomb
— Mattoni . . . . .	19,3	Rondelet (3)
— Gesso . . . . .	4	Rondelet
Cemento con calce e sabbia .	4	Rondelet
Cemento con calce idraulica buonissima e sabbia silicea . .	9,6	Vicat (4)
Idem con calce idraulica comune	6	Vicat
Idem con calce comune grassa	3,6	Vicat
Cementi mal eseguiti . . . . .	1,5	Vicat
Vetro . . . . .	2,48	Navier (5)

Figura 1.21 Risultati delle esperienze condotte circa la resistenza a delle differenti tipologie di malte (G.A.Borgnis, 1842)

Concludendo, quindi, riportiamo la tabella, che ci perviene dal Cavalieri, che identifica, sinteticamente, le proporzioni fra calcina e pozzolana idonee ai diversi usi che l'edilizia del tempo esigeva. In particolare, nell'ambito dei pannelli murari, è possibile distinguere come il pietrame necessiti di una percentuale pari al 30% in più di inerte pozzolanico disciolta nel suo legante, se paragonata alla medesima miscelata per una muratura di tipo listata (vedi Figura 1.22) Interessante appare inoltre, l'osservazione fatta dal Borgnis sull'incremento di  $\frac{1}{4}$  circa della resistenza delle malte se queste vengono adeguatamente battute.

<i>Malte per usi diversi</i>	<i>Calcina Pozzolana</i>	
1. Pei muri di <i>pietrame</i> o sia pezzi di tufo vulcanico	0,15	0,85
2. Pei muri di <i>tevolozza</i> , o sia frantumi di laterizi	0,25	0,75
3. Pei muri di mattoni . . . . .	0,30	0,70
4. Pei muri di mattoni <i>a cortina</i> rotati in costa. .	0,45	0,55
5. Pei pavimenti mattonati. . . . .	0,36	0,64
6. Per le selciate in malta ( $\varnothing$ . 124 ) . . . . .	0,22	0,78
7. Per gl'intonachi. . . . .	0,40	0,60

Figura 1.22 La tabella illustra le diverse proporzioni fra calcina a pozzolana a seconda dei differenti usi (N. Cavalieri, 1839)

### 1.2.3 Dei Muri

Valutata, quindi, l'influenza che i singoli elementi costituenti, di per se, possono esercitare sulla capacità di una parete muraria, andiamo adesso a definire il suo comportamento d'insieme.

*<<Per murazione intendesi una costruzione in pietrami, in mattoni o in rottami di queste materie istesse uniti assieme per formare un corpo solido per mezzo di calcina o di gesso o di qualunque altro agente suscettibile di produrre lo stesso effetto.>>*

(G.B. Rondelet, libro IV, p 2)

Questa è la definizione sintetica che ci fornisce il Rondelet circa un elemento realizzato in muratura; più articolata ed interessante invece sarà la medesima fornita dal Borgnis in apertura al suo secondo libro, in Borgnis, 1842:

*<<Col vocabolo massi manufatti, indicheremo in generale quelle moli che, nelle varie costruzioni, sorgono immediatamente dal suolo [...] disposte in modo tale da formare un tutto solido e resistente come i muri [...] Alcuni massi sono soggetti a semplici pressioni verticali, altri ne devono sopportare simultaneamente delle verticali e delle orizzontali.*

*Le pressioni orizzontali, che con altro nome sogliono chiamare spinte, tendono a rimuovere i massi contro cui agiscono o con moto progressivo o con moto rotatorio.*

*Le forze che agiscono sopra un masso non possono smoverlo se pria non lo disuniscono nella sezione più debole; a questa separazione s'oppongono la coesione e l'attrito.>>*

Ricordiamo che a Coulomb si deve l'introduzione dei concetti di *attrito* e *coesione*, cognizioni che ci accompagneranno lungo l'intero percorso di ricerca intrapreso; in quanto la muratura in pietrame grezzo, proprio per la sua natura irregolare, risulta essere fortemente influenzata da queste due *forze passive*, più di ogni altra tecnica costruttiva.

#### 1.2.3.1 Attrito e coesione

*Coesione*: ossia la resistenza assoluta (intesa come  $\sigma$  di reazione), è a cose pari proporzionale al numero de' punti materiali da disunirsi, dunque alla superficie di rottura. (Borgnis, 1842)

*Attrito*: si riferisce all'azione interna che si esercita tangenzialmente tra due superfici a contatto; (Benvenuto, 1981)

Il Benvenuto, meglio di ogni altro autore, ci evidenzia l'osservazione, fatta da Coulomb, con la quale estrinseca con estrema certezza l'esistenza di questa resistenza che egli chiama: attrito:

*<<non sono affatto forze attive, come la gravità che dà sempre il suo effetto interno, ma sono soltanto delle forze coercitive; esse sono valutate per i limiti della loro resistenza. [...] Io supporto qui che la resistenza dovuta all'attrito è proporzionale alla pressione, [...] benché per i grossi massi l'attrito non segua esattamente questa legge.>>*

(C.A.Coulomb, 1773, p.347)

Prima di esporre quanto riportato dal Benvenuto circa la scoperta, del Coulomb ci soffermiamo sulla testimonianza del Venturoli, professore di Matematica applicata presso l'Università di Bologna, raccolta nel Volume I: Elementi di Meccanica. Egli distingue 3 specie di Attrito:

- 1) Quella di un corpo che striscia radendo su d un piano;
- 2) Quella di un cilindro che <<ruzzola>> su di un piano;
- 3) Quello di un asse di una ruota o di una carrucola che giri intorno all'asse o al cerchio attorno allo stesso.

Sempre secondo il Venturoli, gli elementi che possono influire sul valore dell'attrito e la forza (di reazione) esercitata da esso sono:

- a) La pressione che il corpo stesso esercita sul piano su cui si muove;
- b) La scabrosità della superficie di contatto e dell'elemento stesso in movimento;
- c) La durata del loro scambievole contatto;
- d) La dimensione delle superfici in contatto;
- e) La velocità del moto.

A seguire egli ci mette in guardia, chiarendo che solo la pratica sperimentale può darci prontezza circa il valore di questa forza, strettamente dipendente dalla natura degli elementi coinvolti, ed insiste

sul punto, evidenziando come le dimensioni dei provini influiscano notevolmente sugli esiti, che possono risultare forvianti e accidentali.

*<<Sull'influenza di ciascuno di questi elementi la sola speranza può illuminarci. Ma qui pure non possiamo troppo fidarci delle prove fatte in piccolo, nelle quali l'operazione dell'attrito può venir mascherata da quella di accidenti ed estranee cagioni che per avventura vi si aggiungano.>>*

(G.Venturoni, 1817, p.222)

A seguire, anch'egli cita Coulomb e parimenti Ximenes come *<<celebri sperimentatori>>* che si sono distinti contemporaneamente nella ricerca della *<<misura e varietà dell'attrito>>*, evidenziando però, come la campagna sperimentale condotta da Coulomb sia senza fuor di dubbio maggiormente esaustiva e ricca di osservazione. Le esperienze condotte sono molteplici; tuttavia, riporteremo solo ciò inerente i solidi inflessibili. Il Benvenuto, ne dà chiara lettura attraverso l'esempio di un corpo pesante appoggiato su di un piano fisso inclinato di un certo angolo  $\theta$ . Il piano presenta una superficie dotata di una certa scabrosità: vincolo scabro; Il corpo risulterà inizialmente in stato di quiete, finché non si raggiungerà una certa inclinazione del piano  $\psi_s$ .  $\psi_s$  non è dipendente dal peso  $Q$  dell'elemento, ma dalla scabrosità della superficie, e per tanto è denominato *angolo di attrito statico*. Ciò vuol dire che per ogni  $\theta \leq \psi_s$  il vincolo scabro sarà in grado di opporsi al moto del corpo appoggiato mediante una reazione  $R$  uguale e contraria al peso  $Q$ . Essendo,  $Q_t$  e  $Q_n$  rispettivamente la componente tangenziale e normale, secondo cui è possibile scomporre il peso  $Q$ , avremo, analogamente una componente tangenziale  $R_t$  ed una normale  $R_n$ , come reazioni inverse e contrarie al moto del grave. (Vedi Figura 1.23)

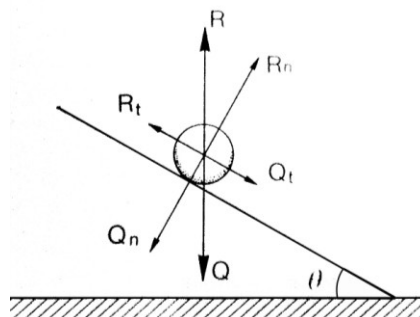


Figura 1.23 L'Attrito secondo Coulomb (Benvenuto, 1981)

Allora, si avrà che:

$R_n = Q_n = Q \cos \theta$  ed  $R_t = Q_t = Q \sin \theta$  da cui  $R_t = R_n \tan \theta$   
Ovviamente, la condizione affinché questa equazione risulti non nulla è che la pendenza determinata dalla  $\tan \theta$  non superi quella limite individuata dalla  $\tan$  dell'angolo  $\psi_s$ .

Pertanto, si avrà che:

$$f_s = \tan \psi_s$$

la formulazione sopra riportata altro non è che il *coefficiente d'attrito*: un valore che non supera mai l'unità e risulta caratteristico della natura del materiale e del grado di lavorazione superficiale. Di conseguenza avremo che il vincolo scabro può generare una reazione tangenziale che è limitata alla disuguaglianza:

$$R_t \leq R_n \tan \psi_s \text{ ovvero } R_t \leq f_s R_n$$

La precedente disequazione esprime sostanzialmente la reazione offerta da un vincolo *monolaterale*; infatti, qualora si consideri, ad esempio un pannello murario poggiato su di un piano, si avrà che la condizione descritta dalla disuguaglianza dovrà accompagnarsi obbligatoriamente a quella che impone  $R_n$  sempre positiva:  $R_n \geq 0$ .

È appena il caso di ricordare che in pannello murario è sempre considerato come un elemento strutturale soggetto a vincoli monolaterali, qualsiasi sia la sua natura alla scala dei singoli materiali costituenti.

Chiarito quindi il ruolo dell'attrito nella resistenza di un *masso omogeneo* soggetto a sforzi monoassiali, spieghiamo meglio cosa si intende con il termine omogeneo.

I massi (paramenti murari) per la trattatistica storica, risultano distinti in due categorie fondamentali: *omogenei* oppure a *strati*:

*<<Omogenei diconsi quelli la cui coesione è uniforme in tutte le sezioni che si possono fare al medesimo qualunque sia la loro direzione.*

*I massi omogenei sono di due sorta, primieramente monoliti, vale a dire d'un sol pezzo di pietra, di marmo; quali sono le colonne, i pilastri od altri piedritti, che s'osservano*

*in alcuni grandiosi monumenti. Tali possono pure considerarsi i massi formati d'una sola pietra artificiale, per esempio di calcestruzzo. La loro coesione è assai grande, motivo per cui le parti reggono non solo a perpendicolo ma ben anco a strapiombo.>>*

(G.A.Borgnis, libro II, p 124-5)

È evidente, come il Borgnis individui nella coesione la ragione per cui un monolite sia in grado di ruotare di un certo “strapiombo” senza scomporsi in più parti, concetto che per la prima volta esponiamo e che approfondiremo nei successivi capitoli; in questa sezione ci limiteremo a riportare le osservazioni del Borgnis, che in un certo qual modo risultano essere le basi su cui si è mossa e sviluppata la ben più moderna Analisi per cinematismi di Collasso.

### ***1.2.3.2 De' massi soggetti a spinte: Il problema della determinazione delle grossezze murarie***

Il Borgnis distingue due moti principali per azioni spingenti atte a <<smuovere>> i <<massi assoggettati>> ad esse: quelle che inducono un <<moto progressivo>> e quelle che generano un <<moto rotatorio>>.

Nella prima casistica ricadono pannelli murari tozzi o con profilo a scarpa, soggetti essenzialmente a semplice traslazione; nella seconda ipotesi invece, si menzionano muri di mediocre grossezza o a scarpa poco inclinata. Mantenendo ben distinti i due fenomeni, egli delinea due modi di verifica differenti: il semplice raffronto della forza spingente con la resistenza del pannello murario per i moti di tipo traslazionali e l'equilibrio fra i momenti, ribaltante e stabilizzante, per i moti rotatori.

*<<Per i moti di semplice traslazione devesi istituire il confronto tra la semplice spinta e la resistenza de' massi, mentre pei moti rotatorii il paragone deve farsi tra il momento della spinta e la somma de' momenti della resistenza, riferendo i momenti allo spigolo esterno attorno cui il sistema può rivolgersi>>*

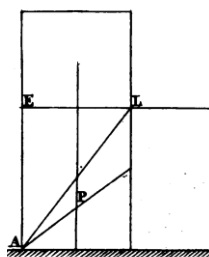
(G.A.Borgnis, libro II, p 126)

Nell'ipotesi che la spinta prevalga sulla resistenza sopportabile, vista la geometria dell'elemento in analisi, ed abbia luogo il caso in cui si generi l'attivazione di un meccanismo di tipo rotatorio, egli si preoccupa di individuare non soltanto la spinta massima, ma anche la posizione secondo cui la sezione di rottura si disporrà; ed evidenzia come quest'ultima coinciderà con la sezione di base, se e solo se, la coesione <<sarà grandissima>>, ed osserverà, ancora, come al diminuire di questa,

l'angolo generato dall'inclinazione della sezione di rottura rispetto all'orizzontale, tenderà al suo limite massimo invalicabile: cioè la retta verticale che individua il bordo esterno del pannello analizzato (Vedi Figura 1.24).

*<<la rottura de' massi dipende dal momento della spinta, per opera della quale sono poi rovesciati con moto rotatorio intorno allo spigolo esteriore della base de' massi medesimi, in allora alla rottura ed al rovesciamento s'oppongono il momento delle pressioni verticali e quello della coesione. [...] Se poi la coesione fosse grandissima sarebbe in questo caso la linea di rottura coincidente con la base.[...] man mano che C (il coefficiente della coesione) diminuisce  $\alpha$  (l'angolo che si forma fra la sezione di rottura e l'orizzontale) aumenterà e la linea di rottura s'allontanerà sempre più dalla base [...]>>*

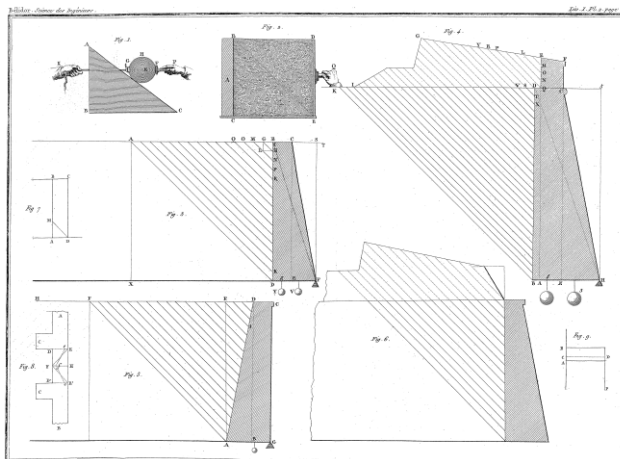
(G.A.Borgnis, libro II, p 129-30)



**Figura 1.24 I massi omogenei soggetti alle spinte: l'individuazione dell'inclinazione della linea di frattura (Borgnis, 1842)**

Invece, nel caso in cui il moto sia di tipo traslazionale, a quest'azione non si opporrà soltanto la forza coesiva, ma *<<concordemente coesione ed attrito>>*.

Un contributo fondamentale volto a definire le *condizioni d'equilibrio limite* di stabilità di un pannello sollecitato da una spinta, ci giungono, prima dal Belidor, in fine da Coulomb, senza tralasciare la trattazione del Borgnis e del Rondelet.



**Figura 1.25 Studi sulla stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: Tavola del trattato originale *La Science des Ingénieurs* (Belidor, 1813).**



Il trattato di Bernard Foster de Belidor, *La Science des Ingénieurs*, (vedi Figura 1.25) si pone come una pietra miliare nel panorama scientifico Europeo, di inizio 700' infatti, con i suoi 6 volumi, quest'opera si propone come un testo onnisciente e didattico, nel quale è racchiuso tutto il sapere in materia di costruzioni. Edito nel 1729; egli dapprima si preoccupa di stabilire l'entità della spinta, ad esempio, generata da un cumulo di terra, esercitata su di un pannello murario isolato, atto a contenerla. Secondo la trattazione proposta dal Benvenuto, il Belidor individua  $P$  (la spinta) pari ad  $\frac{1}{2}$  del peso specifico ( $\gamma$ ) del cumulo di terra considerato, moltiplicato per il quadrato della sua altezza, che successivamente modifica con  $P = \frac{1}{4} \gamma h^2$  al fine di tenere conto dell'attrito che ne contrasta ed impedisce lo scivolamento (vedi Figura 1.26). In altre parole, nel tentativo di valutare numericamente la spinta, egli cerca dapprima di stimare l'inclinazione del declivio naturale generato da un ammasso di terra:  $P = Q \tan \alpha$  (vedi Figura 1.26 A), con  $\alpha$  erroneamente ritenuto corrispondente a  $45^\circ$  (vedi Figura 1.26 B), ottenendo così  $P = Q$ ; considerando poi,  $\gamma$  il peso specifico della terra comune accumulata ed ABC il prisma che essa forma con altezza AB e profondità unitaria, si otterrà, quindi,  $Q = \frac{1}{2} \gamma h^2$  (vedi Figura 1.27).

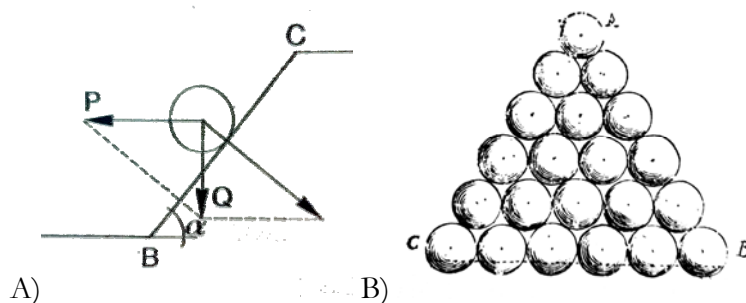


Figura 1.26 Studi sulla stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: A) Immagine reperita dalla trattazione del problema esposta dal Benvenuto; B) Giovanni Battista Borra *Trattato della Ricognizione Pratica delle resistenze geometricamente dimostrato*, Torino 1748 (Benvenuto, 1981).

Il Belidor, giunto quindi alla determinazione della spinta ( $P$ ) come forza che cresce linearmente da A verso B, propone come criterio per il dimensionamento di un generico muro di contenimento, l'imporre il momento ribaltante, generato da  $P$  e valutato rispetto allo spigolo esterno posto alla base del pannello, minore del momento stabilizzante,

generato dalla sola forza peso del pannello stesso e valutata sempre rispetto al medesimo punto di cernierizzazione. (Figura 1.28)

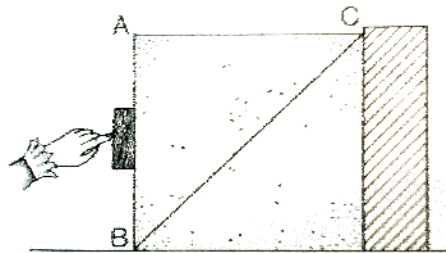


Figura 1.27 Studi sulla stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: Tavola del trattato originale *La Science des Ingénieurs* (Belidor, 1813).

Da cui quindi:

$$M_r = 1/12 \gamma h^3 \quad M_s = 1/2 \gamma^l ha^2 + \gamma^l haa_0 + 1/3 \gamma^l ha_0^2$$

Con equazione d'equilibrio:

$$1/2 \gamma^l ha^2 + \gamma^l haa_0 + 1/3 \gamma^l ha_0^2 - 1/12 \gamma h^3 = 0$$

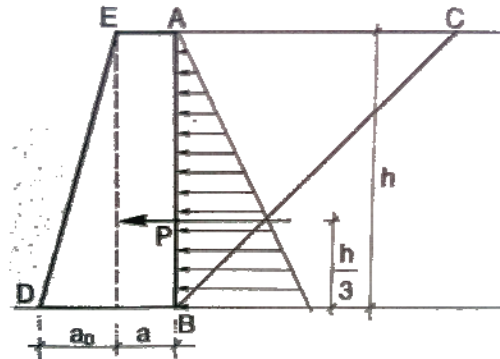


Figura 1.28 Condizione d'equilibrio limite per la stabilità di un muro soggetto alla spinta dei terreni: Schema (Benvenuto, 1981).

Attraverso semplici passaggi matematici è possibile ricavare lo spessore necessario, che altro non è, che la nostra  $a$ :

$$a = -a_0 + (1/3 a_0^2 + 1/6 \gamma / \gamma^l h^2)^{1/2}$$

Coulomb, forte delle sue osservazioni circa le forze reattive e l'esistenza di una forza tangenziale limite e dell'attrito, rivede quanto riportato da

Belidor circa il calcolo della spinta massima ed individua, com'è ben noto, il metodo certo per determinare fra tutti i prismi possibili, al variare di  $\alpha$ , quello che realizza la pressione maggiore su di un muro caratterizzato, come rappresentato in Figura 1.29 dalla configurazione ABDE. Si otterrà quindi, che secondo Coulomb la spinta massima è data dalla equazione:

$$P = [\frac{1}{2} \gamma Y Z (Y - f_s Z) - \tau_{\text{lim}} (Y^2 + Z^2)] / [Z + f_s Y], \text{ con } Q = \frac{1}{2} \gamma Y Z$$

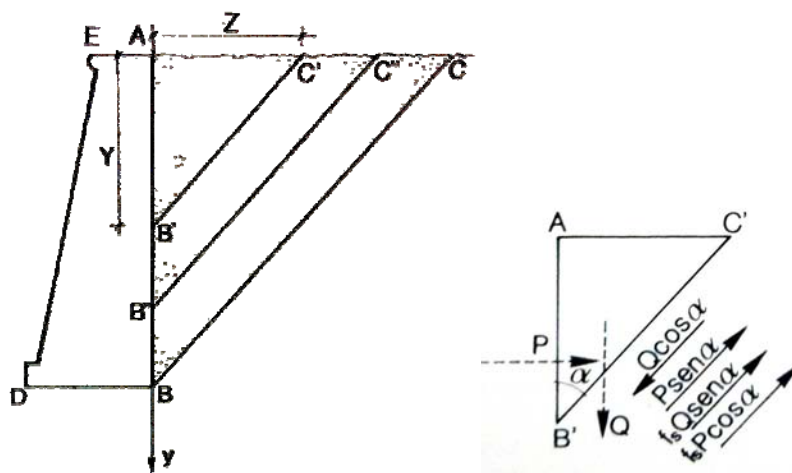


Figura 1.29 Sulla teoria di Coulomb per le spinte esercitate dai terreni: Schema (Benvenuto, 1981).

Individuata quindi, l'azione orizzontale limite oltre la quale la stabilità e l'equilibrio non sono più garantiti, è da osservarsi come, tuttavia, la verifica a ribaltamento rimarrà invariata dei suoi contenuti basilari, ed implementata della nozione di *coefficiente di sicurezza*. Ciò vale a dire che egli prevede un fattore che va ad incrementare il momento stabilizzante, compreso fra 1,50 e 2,50; concetto questo molto interessante, che verrà ripreso dal Borgnis, il quale però chiamerà in causa gli aspetti morfologico-costruttivi dei materiali di cui è composto il pannello murario e cercherà in qualche modo di tenere conto dell'attrito e della coesione, come forze di reazione opposte alle pressioni orizzontali:

<<Le forze che agiscono sopra un masso non possono smoverlo se pria non lo disuniscono nella sezione più debole; a questa separazione s'oppongono la coesione e l'attrito.>>  
(G.A.Borgnis, libro II, p 117)

Il Borgnis, quindi, mostrando anch'egli preoccupazione per questo tema lo affronta, in riferimento alla fattura del muro che dovrà sostenere la spinta e non alla spinta di per se; infatti, egli evidenzierà come un muro soggetto permanentemente ad una pressione orizzontale debba essere necessariamente sovradimensionato a causa dei prolissi tempi di maturazione delle malte a base di calce, risultando, quindi, più corretto supporre una resistenza minore di quella effettiva alla base del calcolo.

*<< Siccome per lo più la spinta comincia ad esercitare la sua azione prima che il cemento impiegato nella muratura abbia acquistato tutta la sua coesione, così nel calcolare le dimensioni de' massi assoggettati alle spinte, suolsi prescindere d'avere riguardo alla coesione; d'altronde, ciò facendo, si suppone la resistenza minore di quella che è effettivamente, supposizione che tende a fare aumentare la grossezza del masso istesso con vantaggio della stabilità.>>*

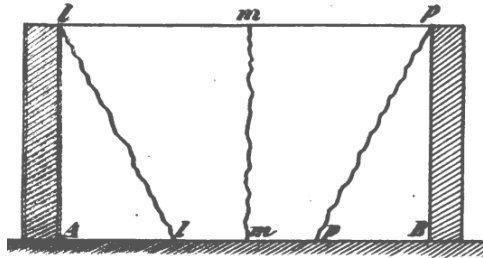
(G.A.Borgnis, libro II, p 131)

Inizia, finalmente, a darci le prime indicazioni circa la stretta intercorrelazione che sussiste fra le dimensioni geometriche *<<dei massi di muratura>>* e la stabilità degli stessi.

*<<Ingrossando adunque un muro rettangolare, la sua resistenza alla semplice rimozione cresce in ragione della grossezza, mentre resiste al rovesciamento in ragion duplicata della grossezza.[...] Se il muro fosse assoggettato a semplici pressioni verticali basterebbe che la risultante di esse passasse per il centro di gravità della base delle fondamenta.*

*[...] La grossezza dei muri isolati dipende dall'altezza loro; dalla configurazione, dalla qualità dei materiali, e dalla accuratezza più o meno grande della mano d'opera. Fra tutte le figure che avere può la direttrice d'un muro isolato, il circolo offre, ad altre cose pari, maggior solidità, e richiede minor grossezza. I poligoni regolari tengono il secondo rango per robustezza, ed avranno tanto maggior forza quanto il numero dei lati sarà maggiore. Il quadrato offre poi maggior resistenza che il rettangolo, la cui forza scema di mano in mano ch'è più allungato.*

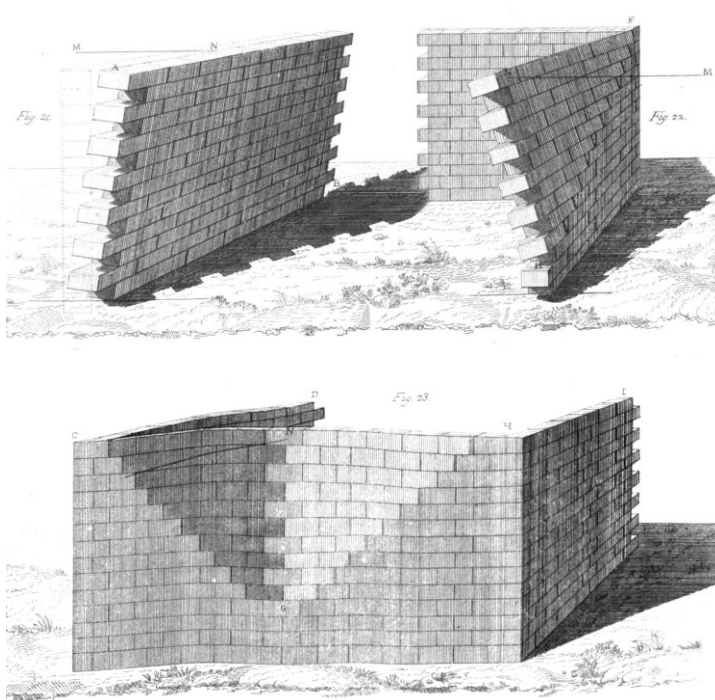
*Il più debole fra tutti i muri isolati è quello la cui direttrice è rettilinea, senza essere collegato con altri muri che facciano angolo con lui, giacchè in tal senso potrà bastare un abbassamento irregolare del suolo o della muratura, oppure un gagliardo urto accidentale a difformarlo od anche rovesciarlo.*



**Figura 1.30** Modalità di rottura per ribaltamento fuori dal piano pannello murario, quando AB è eccessivamente grande. (Borgnis, 1848)

*Una porzione di un muro, compresa fra due angoli A, B, per rovesciarsi, deve rompersi in tre luoghi. Una delle fessure mm sta nel mezzo ed è verticale, le altre due ll, pp vicine agli angoli sono oblique. La resistenza del muro, essendo evidentemente tanto maggiore quanto più gli angoli sono vicini e viceversa, ne risulta quindi che se la distanza AB fosse assai grande, la resistenza della parte di mezzo di poco avanzerebbe quella d'un muro isolato. (Figura 1.30)>>*

(G.A.Borgnis, libro II, p 159-60)



**Figura 1.31** Studi sulla stabilità dei muri isolati (Rondelet, 1832).

Egli pone l'accento ripetutamente sull'importanza dell'apparecchio murario e l'accuratezza con cui esso è realizzato, argomento su cui ci soffermeremo dettagliatamente nel prossimo capitolo; preme riferire e terminare adesso, l'argomentazione circa i modi con cui è possibile individuare le dimensioni ottimali da conferire ad un pannello isolato, la cui fattura e coesione possa renderlo ascrivibile alla categoria dei solidi inflessibili.

A tal proposito, in chiusura quindi, riportiamo di seguito alcuni fra i pareri più autorevoli in materia, distinguendo ciò che è riferito prettamente circa i muri isolati che non devono sostenere altro che il loro peso, e ciò che invece si riferisce ai muri sottoposti a spinte (Figura 1.32), come quelle dei terreni, e, o sottoposti a pressioni verticali prodotte da solai e coperture.

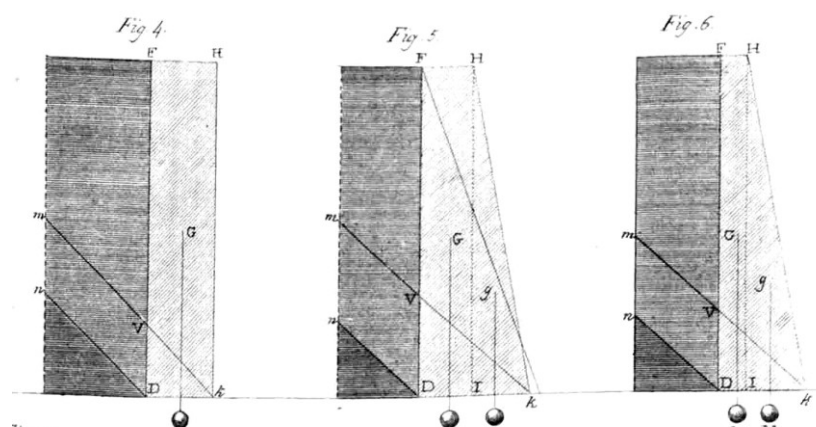


Figura 1.32 Studi sulla stabilità dei muri isolati (Rondelet, 1832).

Si ricordi che *Coulomb* alla fine dell'estesa trattazione sui muri di sostegno, desumerà che la distanza E-A della Figura 1.29, ossia l' $a$  della Belidor, dovrà essere pari a  $1/7$  dell'altezza A-B. ( $a = 1/7$  di H)

Secondo *Rondelet* un muro isolato avrà la sua massima stabilità se la grossezza della sua profondità sarà pari all'ottava parte della sua altezza ( $a = 1/8$  di H). Analogamente, la stabilità sarà dimezzata se queste due grandezze geometriche si troveranno in rapporto di  $1/10$  di E-A rispetto ad A-B. ( $a = 1/10$  di H); tuttavia, il rapporto darà luogo ad una stabilità non ottimale ma sufficiente.

Circa queste proporzioni, desunte dall'osservazione di centinaia di fabbriche antiche, egli ci rende un metodo grafico, finalizzato a dare forma e compimento, al complesso pannello-spessore murario-distanza setti trasversali, armonizzata come riportato in Figura 1.33.

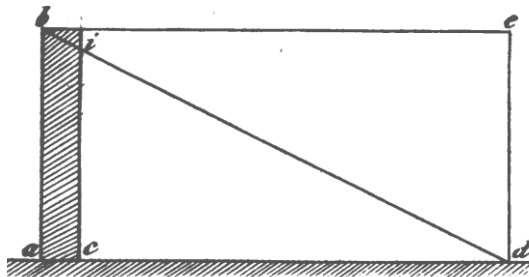


Figura 1.33 Studi sulla stabilità dei muri isolati. (Borgnis, 1848)

<<Il rapporto fra la grossezza e l'altezza del muro deve scemare allorquando la sua direttrice, invece di formare una sola retta, cinge uno spazio determinato; e questa diminuzione crescerà d'altrettanto più, che i lati compresi tra due angoli consecutivi avranno minore lunghezza. Il sovraccitato Rondelet propone un metodo grafico assai semplice per fissare questa diminuzione. sia abcd la faccia d'un pezzo di muro rettilineo compreso tra due angoli, dopo di avere segnata la diagonale bd, si prenda l'ottava parte dell'altezza, se richiedesi molta solidità, la nona e la decima parte per una costruzione leggiera; si trasporti questa misura da b in i, poi si guidi ic parallela ad ab; così ac indicherà la grossezza del muro.>>

(G.A.Borgnis, libro II, p 161)

Egli trae, quindi, spunto e fondamento dai modelli ideale proposti degli stereotipi classici, rintracciando sostanzialmente i rapporti formali su cui si basavano gli <<antichi ruderi>>, leggiamo le parole dello stesso Rondelet:

<<[...] avendo osservato particolarmente più di ducentottanta fabbriche d'ogni genere, sì antiche che moderne in Italia e nella Francia, ho riconosciuto [...]>>

Edifici ad 1 piano con tetto a falde

<<[...]in quelle che sostengono soltanto il tetto a due declivi, la minor grossezza dei muri in mattoni od in pietre grezze ben eseguite è la ventiquattresima parte della larghezza interna del fabbricato medesimo.[...]

*[...] Supponiamo un fabbricato semplice la cui larghezza sia di ventiquattro piedi e l'altezza, sino all'origine dal tetto, trentasei piedi; s'addiziona la larghezza del fabbricato colla metà dell'altezza del muro cioè 24 con 18, se ne prenda la ventiquattresima parte, e così s'avrà 21 pollici per la minor grossezza dei muri di facciata al disopra dello zoccolo al pian terreno. Per una costruzione di mezzana solidità s'aggiunga un pollice, e per una più solida due.*

*[...] Nelle fabbriche coperte da un tetto, ma i cui muri sono isolati d'ambidue le parti in tutta la loro altezza, si guidi la diagonale bd, indi si faccia bi uguale alla duodecima parte dell'altezza ab del muro, poi si guidi la parallela ic, da cui sarà determinata la grossezza del muro.>>*

#### Edifici a più livelli con solai intermedi

*<<Nelle case particolari divise in più piani dalle impalcature, le grossezze de' muri di facciata variano da quindici sino a ventiquattro pollici, quelle de' muri intermedi da sedici a venti, e finalmente quelle de' muri d'interna separazione da dodici a diciotto pollici. Nelle fabbriche di maggior entità i muri di facciata hanno da due sino a tre piedi di grossezza; gli intermedi da venti a ventiquattro pollici, e quelli d'interna separazione da quindici a venti pollici.*

*Nelle case particolari, in cui l'altezza dei piani non oltrepassa dodici o quindici piedi, per determinare la grossezza dei muri interni, devesi avere soltanto riguardo allo spazio intermedio ad al numero delle impalcature. Pei muri di facciata poi, i quali internamente sono isolati su tutta l'altezza, devosi prendere in considerazione la larghezza del fabbricato, non che la sua altezza, Perciò se il fabbricato sarà semplice in larghezza richiederà muri meno grossi a cose pari, che un fabbricato doppio; perché la loro stabilità è in ragion reciproca della distanza che separa un muro dall'altro.>>*

#### I muri divisorii ed i piedritti isolati

*<<La grossezza de' muri di divisione si determina aggiungendo alla distanza tra muro e muro, l'altezza del piano e prendendone la trentaseiesima parte. S'aggiunge poi a tal grossezza un mezzo pollice di più per ogni piano al disopra del pian terreno, qualora il muro sia di mattoni oppure di pietra si mezzana durezza, ed un pollice per ogni piano se fosse di pietre tenere o di tufo.*

*Per le tramezze leggere che non sopportano impalcature basterà il quarto della grossezza assegnata dalle regole precedenti.*

*Devesi procurare di disporre le parti che circondano i piedritti isolati in modo che concorrano a mantenerli verticali; la larghezza poi delle loro basi varia tra l'ottava parte e la duodecima dell'altezza.>>*



#### Edifici in aggregato

*<<Se i muri che sostengono il tetto fossero fiancheggiati da altre costruzioni o da tetti laterali più depressi, si addiziona l'altezza totale del muro coll'altezza parziale al di sotto dell'appoggio laterale; prendesi la ventiquattresima parte di tal somma, poi si porti tal misura sulla diagonale, e si guidi al solito la parallela ic.>>*

#### Edifici con strutture a volta al piano inferiore

*<<Ne' palazzj ed in altri fabbricati, il cui piano terreno è a volta, i muri di facciata hanno da quattro sino a nove piedi, ed i muri di separazione da due sino a sei piedi (piede parigino = 0,3248m)>>*

Circa quest'ultima osservazione il Cavalieri riporta la medesima testimonianza e si sofferma sul tema mostrando 12 diverse combinazioni secondo le quali è possibile racchiudere la casistica dei muri instabilizzati da spinte laterali, o meglio *<<destinati a resistere all'azione di qualche spinta laterale>>*. Ogni caso verrà esposto e risolto secondo i principi della meccanica essenzialmente sviluppati dai canoni statici dell'equilibrio e della stabilità dei piedritti; egli si servirà di quanto divulgato dal Venturoli nell'opera già citata. Di seguito riportiamo l'elenco delle dodici ipotesi avanzate dal Cavalieri di cui si andranno a ricercare le condizioni ottimali di stabilità; tuttavia, solo 3 casi verranno esposti per esteso, il primo, il secondo ed il sesto:

- 1) Piedritto generico la cui sezione longitudinale risulta di forma circolare o poligonale inscritta in un cerchio;
- 2) Piedritto la cui sezione longitudinale e trasversale risulta di forma rettangolare: ossia un muro;
- 3) Parete la cui sezione trasversale richiede un profilo a scarpa;
- 4) Parete la cui sezione trasversale richiede ambedue i profili a scarpa;
- 5) Calcolo del momento resistente di un muro con sezione longitudinale e trasversale di tipo rettangolare;
- 6) Parete rettangolare rinfiata da contrafforti esterni, di forma parallelepipedica, uguali ed equidistanti;
- 7) Parete rettangolare rinfiata da contrafforti disposti sulla faccia interna, di forma parallelepipedica, uguali ed equidistanti;

- 8) Calcolo del momento resistente di una parete rettangolare rinfiancata da contrafforti parallelepipedi;
- 9) Parete rettangolare rinfiancata da contrafforti esterni a base trapezoidale;
- 10) Parete rettangolare rinfiancata da contrafforti disposti sulla faccia interna a base trapezoidale;
- 11) Raffronto fra le due tipologie di contrafforti proposte;
- 12) Il caso degli speroni o barbacani; cioè i contrafforti con profilo a scarpa.

Pertanto, partiamo dal caso 1), ecco le parole dell'autore:

<<[...] qualora contro un piedritto simmetrico attorno del piano verticale  $ABCD$ , che abbia in  $G$  il suo centro di gravità, e il cui peso sia  $M$ , agisca una forza obliqua  $S$  diretta per quello stesso piano ed equivalente a due spinte, una  $P$  verticale, l'altra  $Q$  orizzontale, chiamando  $x$  ed  $y$  le due coordinate  $AE$ ,  $FS$  d'un punto qualunque  $S$  preso ad arbitrio sulla direzione  $SR$  della forza, e  $k$  l'ascissa  $AX$  del centro di gravità, ed esprimendo per  $f$  il coefficiente dell'attrito, la stabilità del piedritto dipende da queste due condizioni:

$$\begin{array}{ll} f(MP) > Q & M k + P x > Q y \\ \text{(equilibrio alla traslazione)} & \text{(equilibrio alla rotazione)} \end{array}$$

delle quali la prima può dirsi la combinazione delle forze, e riguarda la possibilità che alla massa del piedritto venga per azione della spinta impresso un movimento di traslazione verso il punto  $A$ , e la seconda, che può chiamarsi condizione dei momenti, provvede al caso che il piedritto potesse spostarsi con un movimento rotatorio intorno al punto  $A$ . Ora è chiarito che gli elementi  $M$ ,  $k$  contengono implicitamente le dimensioni del piedritto, dipendentemente dalla forma di esso, e quindi generalmente dovranno tali dimensioni essere determinate in guisa che ne risultano tali valori di  $M$  e di  $k$  per cui entrambe le condizioni di stabilità si trovino adempite.

Più semplicemente la condizione de' momenti può esprimersi senza risolvere la spinta  $S$ , solo che si conduca pel punto  $A$  la normale  $AZ$  sulla direzione  $SR$  della spinta stessa; poiché evidentemente il piedritto non potrà rovesciarsi girando intorno al punto  $A$ , sempre che sia  $M x AX > S + AZ$ . Sinteticamente se intenesi prolungata la verticale  $XG$ , condotta pel centro di gravità del solido, sinché giunga ad incontrare in  $I$  la direzione  $SR$  della spinta, ed applicate al punto  $I$  le due forze  $M$ ,  $S$ , affinché i piedritto non possa concepire un movimento rotatorio intorno al punto  $A$ , sarà d'uopo

*che la direzione della risultante di codeste due forze intersechi la base  $A B$  del piedritto fra i punti  $A$  e  $B$ .>>*

Schematizzando, il Cavalieri in parole povere vuole ragguagliarci circa la necessità che la risultante dei carichi verticali e delle spinte, anche diversamente inclinate, si compongano secondo una risultante totale che intersechi la base senza fuori uscire dalla stessa, generando pericolose parzializzazioni della sezione muraria. Pertanto, raccomanda che le condizioni d'equilibrio, rispettivamente, alla traslazione ed alla rotazione, siano rigorosamente osservate; in modo tale che in nessun caso la componente orizzontale del vettore che individua la spinta  $S$ , e che genera essenzialmente il momento delle forze ribaltanti o traslazione rigida, possa oltrepassare il momento delle forze stabilizzanti o la pressione che le stesse, moltiplicate del coefficiente d'attrito che si conviene maggiormente al materiale costituente, esercitano sull'elemento in analisi.

caso 2):

*<<Se il piedritto sia un muro rettangolare, e sia  $a$  la sua altezza,  $b$  la sua grossezza, supponendo che venga stimolato semplicemente da una spinta orizzontale  $Q$  sull'unità della sua lunghezza, sarà la condizione delle forze così espressa,  $abfG > Q$ , e quella dei momenti  $ab^2G > 2 Q y$ . Laonde se si supponga un muro laterizio alto  $m$  12, stimolato verso la sommità da una spinta orizzontale si chilog. 4500, facendo  $f = 0,75$  e  $G = 1522$ , si troverà che la prima condizione basterebbe che la grossezza del muro fosse maggiore di  $m$ . 0,33, ma che per l'adempimento della seconda converrà che la grossezza  $b$  sia maggiore di  $m$ . 2,43>>*

L'interesse circa questo secondo caso, che apparentemente non ci riferisce nulla di nuovo, ruota intorno alla possibilità di estendere le condizioni di equilibrio che regolano la stabilità di un piedritto su di una parete muraria supponendola di lunghezza unitaria.

caso 6):

*<< Se un muro rettangolare sia rinfiancato da contrafforti esteriori parallelepipedi, uguali, ed equidistanti, le condizioni della sua stabilità, supponendolo stimolato da una semplice spinta orizzontale  $Q$ , all'altezza  $y$ , e supponendo che sia  $c$  la lunghezza*

di ciascun contrafforte,  $q$  la di lui grossezza, e  $d$  la distanza fra l'uno e l'altro di essi da mezzo a mezzo, ritenute nel resto le antecedenti denominazioni, saranno:

$$afG(bd + cq) > dQ; \quad aG(b^2d + abcd + c^2q) > 2dQy;$$

delle quali secondo il solito la prima concerne la possibilità del movimento progressivo, la seconda quella del movimento rotatorio del piedritto. Avvertasi che codeste due condizioni sono dedotte non già dalla considerazione d'un tratto di muro di lunghezza uguale all'unità lineare, come ne' casi precedenti, ma bensì d'un tratto di lunghezza  $d$ , nel mezzo del quale cade uno de' contrafforti.

Supponiamo per es. che si trattasse di un muro laterizio della solita altezza di m. 12, stimolato in sommità da una spinta rappresentata da chilog. 4500, e rinfiancato da contrafforti esteriori distanti m. 5 l'uno dall'altro da mezzo a mezzo, e ciascuno di essi lungo m. 1,50 e grosso m. 1; ed esaminando quanto dovrebbe essere la grossezza  $b$  di esso muro. Si troverà che per la prima condizione sarebbe sufficiente che la grossezza  $b$  fosse maggiore di m. 0,10; ma che la seconda occorre che la grossezza del muro sia maggiore di m. 1,27.>>

Risulta molto interessante osservare l'effetto stabilizzante dei contrafforti, ponendo a confronto il caso 2 e 6; per ciascuna condizione si verifica una riduzione notevole dello spessore murario: equilibrio alla rotazione il dimensionamento finale dello spessore murario è quasi dimezzato; mentre per l'equilibrio alla traslazione è addirittura ridotto di circa 2/3.

Il Cavalieri, inoltre, a differenza del Borghis e di altri autori coevi tratta con estremo rigore il tema dell'abbattimento dei carichi e si sofferma sul dimensionamento di piedritti e sezioni murarie resistenti a carichi verticali: la <<stabilità di resistenza dei muri alle pressioni verticali>>; nonché, sui rapporti formali che governano e danno compimento e proporzionalità alle fabbriche nel loro complesso planimetrico.

### 1.2.3.3 De' massi soggetti a pressioni verticali

<<[...] Denoteremo d'ora innanzi i piedritti con la semplice denominazione di muri, chiamando muri dritti ovvero rettangolari quelli che lateralmente sono terminati da facce verticali, e muri a scarpa quelli che hanno una o entrambe le facce laterali inclinate all'interno. La prima forma si assegna generalmente ai muri che non hanno a far contrasto a veruna spinta laterale e debbono soltanto reggere il proprio peso e

*talvolta anche quello d'altre masse o d'altre parti della fabbrica che agiscono verticalmente contro la resistenza di essi allo schiacciamento.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VII, pag 81)

Sono queste le parole con le quali il Cavalieri nel Capo VII: *Della Stabilità de' Piedritti*, da principio alle riflessioni circa la resistenza allo schiacciamento di muri e pilastri isolati. Egli sulla scorta delle indicazioni di Scamozzi, Milizia, Venturoli e non ultimo Rondelet, fornisce la condizione d'equilibrio affinché la stabilità di una porzione di muro unitario o un pilastro deputato a sostenere carichi verticali possa risultare <<*solida*>>, e quindi non soggetta a fenomeni di schiacciamento e rottura, secondo quanto segue:

*<<[...]intorno alla stabilità di resistenza de' muri [...] chiamando P il peso estraneo di cui dev'essere sopraccaricato il piedritto, e supponendo che sia X l'area della base ad a l'altezza del piedritto medesimo, ed in oltre p la gravità specifica, ed R la resistenza del muro allo schiacciamento, vale a dire quella della malta, o quella della pietra di cui è composto, secondo che l'una o l'altra di esse è la minore; espressa cotesta resistenza secondo il consueto dal massimo peso che può essere sopportato da ciascun centimetro quadrato dell'area della base premuta, egli è chiaro che, riducendo alla sola metà il valore della resistenza e moltiplicandolo per 10.000, poiché si assume il metro per unità di misura, la condizione della stabilità sarà contenuta nell'equazione.*

$$a p X + P = 5000 R X$$

*dalla quale si ricava*

$$X = P / ( 5000 R - a p )$$

*Quindi se saranno dati gli elementi a p, P R, si renderà nota l'area X, che dovrà essere assegnata alla base del piedritto, affinché si verifichi la condizione della stabilità dipendente dalla resistenza dei materiali componenti alla compressione. E quando si tratti d'un muro parallelepipedo, se intenderemo che P<sup>l</sup> rappresenti quella parte del peso estraneo P, la quale agisce sull'unità di lunghezza, cioè sopra ciascun metro dell'estensione longitudinale del muro, chiamando X la grossezza uniforme del piedritto, troveremo*

$$X = P^l / (5000 R - a p) >>$$

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VII, pag 89)

Inoltre, in un passo successivo sottolinea, come la <<grossezza>> degli stessi debba gradatamente scemare, man mano che i blocchi murari si sovrappongono e la fabbrica cresce in altezza; sia per non gravare sui muri posti alla base, che in funzione della presenza dei solai intermedi atti a conferirgli maggiore stabilità e snellezza.

*<<Giova evidentemente per ogni riguardo alla stabilità de' muri che la grossezza di essi venga gradatamente aumentandosi verso la base, o viceversa assottigliandosi verso la sommità. Ma quest'assottigliamento delle muraglie non deve procedere andantemente dalla base alla cima; poiché in tal caso non verticali, ma bensì inclinate diverrebbero le due facce del muro, o almeno una di esse. Per la qual cosa suol praticarsi di scemare la grossezza a riprese nei diversi piani dell'edificio, formando a ciascun piano una risega, come nel passaggio dai muri di fondamento a quelli sopra terra, senza alterare la verticalità delle facce del muro. Queste riseghe [...] per lo più si dispongono internamente a livello de' pavimento dei vari piani ove restano affatto invisibili, come si osserva nell'Anfiteatro Flavio.*

*Pei muri d'ambito si prescrive che generalmente la contrazione totale non abbia ad esser minore di una quarta parte della grossezza alla base.*

*Lo Scamozzi stabiliva che un edificio a tre piani della totale altezza di m. 28,59 i muri maestri dovessero farsi di grossezza uguale a tre lunghezze di mattone, cioè a m. 0,71 circa di tutta l'estensione del primo piano; e che a ciascuno degli altri due piani la contrazione dei muri dovess'essere uguale alla metà della lunghezza del mattone, cioè a m. 0,12 prossimamente, in guisa che al terzo piano la grossezza de' muri si riducesse al doppio di tale lunghezza, vale a dire a m. 0,47 circa.*

*Ed il Belidor di poco si allontanava dalla regola dello Scamozzi, mentre insegnava che a ciascun piano ascendendo i muri maestri dovessero scemare in grossezza di circa m. 0,16.*

*Quanto i muri di tramezzo vuole il Rondelet che, discendendo da un piano all'altro abbiano essi ad aumentare di m. 0,027 in grossezza se sono costruiti di pietrame leggero e tenero come il tufo; e di m. 0,013 quando son fabbricati di laterizi, o di pietrame forte [...]>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VII, pag 87)

In fine, il Cavalieri riporta notizie circa i rapporti che intercorrono fra il complesso edilizio e le aree occupate dalle sole pareti murarie; egli evidenzia, infatti, come il lavoro di attenta analisi svolto dal Rondelet non sia vano e privo di senso e concordando sulla necessità di ricercare guardando ai grandi esempi del passato, riporta i dati già citati.

Rondelet (Figure 1.34-5) ha quindi, fissato il rapporto medio fra l'aria totale della pianta e la medesima occupata dai soli muri; sostenendo che questa risulta essere ben proporzionata e governata da precisi rapporti formali.

numerazione	Nominazione degli edifici esaminati	superficie	superficie	rapporto della seconda alla prima
		totale icnogra- fica	occupata da' pie- dritti	
		m. q.	m. q.	
1	Cupola dell'ospizio degli invalidi a Parigi	2695	724	0,268
2	Tempio di s. Pietro in Vaticano . . .	21103	5612	0,261
3	Panteon di Roma . . . . .	3182	739	0,232
4	Tempio antico, creduto di Minerva medica, a Roma . . . . .	856	201	0,226
5	Tempio di S. Pietro in Vaticano giusta il disegno di Bramante . . . . .	19843	4355	0,219
6	Tempio di s. Sofia a Costantinopoli . .	9591	2097	0,217
7	Tempio di s. Maria del fiore a Firenze .	7881	1583	0,201
8	Tempio della Concordia ad Agrigento .	637	124	0,194
9	Edificio nel centro delle terme di Caracalla	25604	4499	0,176
10	Gran tempio di Pesto . . . . .	1427	246	0,172
11	Tempio di s. Paolo a Londra . . . . .	7809	1330	0,170
12	Edificio nel centro delle terme di Diocleziano . . . . .	32680	5464	0,167
13	Tempio di Giunone Lucina ad Agrigento	634	103	0,163
14	Duomo di Milano . . . . .	11696	1986	0,161
15	Tempio di s. Vitale a Ravenna . . . . .	676	106	0,157
16	Tempio di s. Pietro in Vincoli a Roma	2000	312	0,155
17	Panteon francese, oggi tempio di S. Genesio . . . . .	5594	861	0,154
18	Tempio di s. Sulpizio a Parigi . . . .	5647	848	0,151
19	Tempio di s. Domenico a Palermo . . .	3173	464	0,146
20	Tempio di Nostra Donna a Parigi . . .	6259	816	0,130
21	Tempio di s. Giuseppe a Palermo . . .	2421	336	0,139
22	Tempio di s. Filippo Neri a Napoli . . .	2121	274	0,129
23	Tempio antico della Pace a Roma . . .	1238	797	0,125
24	Edificio chiamato <i>Halle au Bled</i> a Parigi	2466	308	0,125
25	Tempio di s. Paolo fuori delle mura di Roma . . . . .	9899	1176	0,112
26	Tempio di s. Sabina a Roma . . . . .	1407	143	0,100
27	Edificio <i>Halle au Bled</i> di Parigi, supponendo il cortile coperto di volta . .	3660	308	0,084
28	Tempio di s. Stefano rotondo a Roma .	3413	191	0,056

Figura 1.34 Fabbriche osservate dal Rondelet – Cavalieri, 1839

numerazione	Specificazione degli edifici esaminati	rapporto dell'area totale a quella occupata dai piedritti
1	Palazzi di Parigi e de'suoi dintorni, come quelli del Louvre, delle Tuileries, del Luxembourg e di Versailles, esclusi i vani di porte e di finestre . . . . .	0,388
2	Palazzi di Roma aventi ordinariamente le stanze terrene a volta, detratti i vani di porte e di finestre . . . . .	0,222
3	Casamenti parigini di varii piani costrutti sulla fine del regno di Luigi XIV. e sul principio di quello di Luigi XV.	0,166
4	Edifici diruti con volte dell'antica villa Adriana, presso Tivoli	0,155
5	Palazzi del Palladio, i quali hanno per lo più i piani terreni a volta . . . . .	0,153
6	Casamenti parigini di varii piani, posteriori ai primi anni del regno di Luigi XV. . . . .	0,122
7	Edifici diruti senza volte della predetta villa Adriana . . .	0,118
8	Casamenti del Belgio con muri di mattoni . . . . .	0,117

Figura 1.35 Fabbriche osservate dal Rondelet – Cavalieri, 1839

Il Borgnis riporta analoga notizia; tuttavia, i dati sono restituiti secondo una differente chiave di lettura.

<<Rondelet pose pure al confronto le piante di molti rinomati fabbricati per rinvenire il rapporto tra l'area totale e la porzione d'area occupata dai muri e dai piedritti, ed ottenne i risultamenti che seguono: (Figure 1.34-5)

<b>Il tempio circolare antico chiamato</b>	
S. Stefano rotondo in Roma . . . . .	<i>un diciottesimo</i>
La basilica di S. Paolo incendiata . . . . .	<i>due quindicesimi</i>
Santa Sabina in Roma . . . . .	<i>un nono</i>
S. Pietro in vincoli in Roma . . . . .	<i>due undecimi</i>
S. Filippo Neri in Napoli . . . . .	<i>tre diecinovesimi</i>
Duomo di Milano . . . . .	<i>un sesto</i>
Cattedrale di Parigi . . . . .	<i>un settimo</i>
Panteon in Roma . . . . .	<i>un sesto</i>
Tempio di Lucina in Agrigento . . . . .	<i>un sesto</i>
Tempio della Concordia nella medesima città	<i>un quarto</i>
Tempj Egizj . . . . .	<i>due noni</i>
Fabbriche della Villa Adriana . . . . .	<i>un sesto ed un settimo</i>
S. Vitale in Ravenna . . . . .	<i>tre diecinovesimi</i>
Santa Sofia di Costantinopoli . . . . .	<i>tre quattordicesimi</i>

Figura 1.36 Fabbriche osservate dal Rondelet – Rapporti formali che governano i rapporti planimetrici fra area occupata dai setti murari e area totale complessiva degli stessi. (Borgnis, 1848)



S. Pietro in Roma . . . . .	<i>un terzo</i>
S. Sulpicio in Parigi . . . . .	<i>un sesto</i>
Santa Genoveffa in Parigi . . . . .	<i>due noni</i>
Chiesa degli Invalidi in Parigi . . . . .	<i>quattro quindicesimi</i>
Mercato delle granaglie in Parigi . . . . .	<i>un ottavo</i>
Palazzi di Roma . . . . .	<i>un quarto</i>
<i>Idem</i> , dedotte le aperture . . . . .	<i>due noni</i>
Fabbriche di Palladio . . . . .	<i>tra un quinto ed un quarto</i>
<i>Idem</i> , dedotte le aperture . . . . .	<i>tra un settimo ed un ottavo</i>
Palazzi in Parigi del tempo di Luigi XIV e di Luigi XV . . . . .	<i>un quarto</i>
<i>Idem</i> , dedotte le aperture . . . . .	<i>un sesto</i>
Le fabbriche nel Belgio, la maggior parte in mattoni, danno il rapporto medio di <i>due quindicesimi</i>	
<i>Idem</i> , dedotte le aperture . . . . .	<i>due dieciassettesimi</i>
Fabbriche in Parigi posteriori al regno di Luigi XV . . . . .	<i>un quinto</i>
<i>Idem</i> , dedotte le aperture . . . . .	<i>due quindicesimi</i>
Palazzi principali in Parigi e ne' con- torni, quali sono il Louvre, le Tuileries, il Luxembourg, Versailles	
<i>Idem</i> , dedotte le aperture . . . . .	<i>cinque dieciottesimi</i>

Figura 1.37 Fabbriche osservate dal Rondelet – Rapporti formali che governano i rapporti planimetrici fra area occupata dai setti murari e area totale complessiva degli stessi. (Borgnis, 1848)

(G.A.Borgnis, libro II, p 166-7)

Concludiamo questo capitolo con la riflessione sottoposta all'attenzione del lettore da parte del Cavaliere, in chiusura del Capo VII, a suggello delle argomentazioni circa la stabilità di piedritti e muri isolati:

*<<tutte le precedenti formole della stabilità de' piedritti, relativamente all'attitudine de' medesimi di resistere ad una spinta laterale, furono dedotte nella meccanica indipendentemente da ogni considerazione della tenacità che tiene unito il muro alla sua base e fa essa pure non lieve contrasto alla spinta, opponendosi così al movimento progressivo come al movimento rotatorio della massa del piedritto. Il Navier ha recentemente fatto prova dell'introdurre ne' calcoli statici dell'equilibrio dei piedritti cotesto nuovo elemento di resistenza. Ma questo passo, mentre tende senza dubbio al perfezionamento della teoria, poco o niun vantaggio reca alla pratica, atteso che, per quanto matematicamente rigorose sieno le formole della stabilità che ne risultano, nell'applicazione delle medesime l'elemento della tenacità sarà sempre di non lieve imbarazzo, mentre per l'effettiva*

*sua determinazione non abbiamo che troppo incerte ipotesi, e troppo vaghi risultati dall'esperienza. Altronde col trascurare la tenacità, lungi dal compromettere, si assicura anzi la stabilità; poiché nelle condizioni di questa non si mette in conto un elemento reale della resistenza del piedritto, e quindi le dimensioni di questo, determinate in corrispondenza di codeste condizioni, debbono già esser maggiori di quanto basterebbe pel puro equilibrio [...]>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VII, pag 87)

## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 1

- Adam J. P. (2008) *9th ed. L'Arte di costruire presso i romani. Materiali e tecniche*. Longanesi
- Benvenuto E. (1981). *La Scienza delle Costruzioni e il suo sviluppo storico*. Firenze: Sansoni Editore.
- Borgnis G.A. (1842). *Elementi di Statica Architettonica*, Milano: Truffi Gaspare.
- Cavalieri – San Bertolo N. (1839) *Istituzioni di architettura statica e idraulica*, Firenze: Batelli.
- Coulomb C.A (1773). *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes relatives à l'architecture*. Parigi.
- De Belidor B. F. (1729) *La Science des Ingénieurs*, Parigi.
- Milizia F. (1785). *Principi di Architettura Civile*. Tomo III. Bassano: a spese Remondini di Venezia.
- Navier M. (1826) *RÉSUMÉ DES LECONS donnée à l' école des ponts et chaussée sur l' application de la Mécanique à l' établissement des construction et des machines*. Parigi: Firmin Didot père et fils.
- Pollione M.V.(1990). *De Architettura*. Pordenone: Edizioni Studio Tesi.
- Rondelet G. (1832). *Prima Traduzione Italiana 6<sup>th</sup> ed. originale. Trattato Teorico e pratico dell'arte di edificare*. Mantova: a spese della società editrice [Fratelli Negretti] coi tipi di L. Caranenti, 1832-1835.
- <http://risorseelettroniche.biblio.polimi.it>
- Scamozzi O. B. (1796) *Le fabbriche e I disegni di Andrea Palladio raccolti ed illustrate da Ottavio Bertotti Scamozzi*. Vicenza: Giovanni Rossi con licenza de' Superiori.
- Venturoli G. (1817). *3<sup>th</sup> ed. Elementi di Meccanica e d'Idraulica*. Milano: Dalla Stamperia di Paolo Emilio Giusti.
- Vicat J. L. (1818) *Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les betons, e les mortiers ordinaries*. Paris.

## 2 ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

Nel primo capitolo attraverso gli studi di <<illuminati scienziati>> è stato possibile comprendere come la coesione e l'attrito giochino nella "solidità" strutturale di un qualsiasi <<ammasso di pietre naturali>> un ruolo fondamentale. Adesso, ci accingiamo a distinguere ed a descrivere le diverse tipologie murarie al fine di mettere in luce come l'organizzazione dell'apparecchio murario nel suo complesso permetta ad un solido siffatto di mantenere stabilmente la propria forma. Questo fattore aggiuntivo, quindi, altro non è che "*l'ingranamento per forma*" degli elementi lapidei.

Si premette, per giusta regola, che in chiusura del capitolo, si giungerà a determinare la proporzionalità inversa fra la lavorazione del pietrame in opera e l'influenza di ciascun parametro che ne regola la posa in opera, con particolare riferimento all'ingranamento fra le parti, al fine di ottenere la medesima stabilità. Accertate oltre modo, quindi, la stabilità e la resistenza delle pareti murarie, guardiamo alla sua microstruttura ed a singoli elementi componenti. Procedendo con ordine, esporremo dapprima i muri in <<pietra viva>> e successivamente quelli <<misti>> senza soffermarci sugli <<ammassi di pietre artefatte>> ovvero muri in laterizio. La casistica oggetto di questa ricerca, infatti, è afferente alla sola categoria dei muri in *pietra grezza*, pertanto, con l'intento di non dissertare sull'interessante trattazione dei <<muri di cotto>> ci limiteremo a riferirci ai soli <<ammassi di pietre>> e tutt'al più <<muri misti>>.

<< Se poi si voglia avere riguardo alla materiale composizione, primieramente si fa luogo a distinguere tre generi di muri, cioè 1.° muri di pietra naturale, i quali diconsi semplicemente muri di pietra; 2.° muri di pietre artefatte, che comunemente si denominano muri laterizi, ovvero muri di cotto; 3.° muri misti, nella composizione dei quali si adoperano promiscuamente le pietre naturali, e l'artefatte ognuno di questi generi comprende diverse specie, distinte secondo le varietà dell'apparecchio, e della disposizione delle pietre nella costruzione de' muri.>>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo I, pag 1)

I pannelli murari, come riferisce esplicitamente il Cavalieri, sono riconducibili a sottocategorie (Figura 2.1) ben definite e chiaramente differenziabili in base alla composizione dell'apparecchio murario; egli, infatti, vuole darci notizia circa le caratteristiche morfologiche del muro, che contemplano non soltanto la natura della pietra cavata, e quindi la pezzatura ed il taglio degli elementi da posare in opera, ma anche le possibilità economiche della fabbrica, nonché della committenza e destinazione d'uso della stessa.

A chiusura del capito introdurremo le caratteristiche tecnico-costruttive dei due casi studio prescelti nell'ambito dei <<*muri in pietra naturale*>> i cui conci lapidei risultano posti <<*in opera informi e grezze*>> saltuariamente livellati da listature in mattoni pieni.

Inoltre, sempre nell'ambito della casistica appena citata si evidenzierà come l'apparente estrema varietà a carattere regionale degli apparecchi murari sia essenzialmente riconducibile a dei tipi portanti differenziabili in base al contesto socio-economico dell'area presa in esame; ad esempio la medesima tipologia muraria di base risulterà ben più "*difettosa*" in una zona antistante il centro storico, di una qualsiasi cittadina mediamente prospera in epoca storica, rispetto all'accuratezza mostrata dai paramenti murari del Palazzo di città o di un qualsiasi edificio sito nel suo intorno, che risulterà quindi, di fattura migliore se paragonato ad una qualsiasi <<*fabbrica*>> sviluppatasi in aree limitrofe rurali.



Figura 2.1 Immagini tratte dalla TAVOLA X – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) intitolata: Opere murarie regolari; le immagini riportate riguardano rispettivamente: Disposizione dell'apparecchio delle pietre di taglio che formano il rivestimento di una costruzione in cerchio, sull'esempio del sepolcro di Cecilia Metella; Apparecchio irregolare, formato da pietre d'ogni dimensione riunite in corsie interrotte da tagli su tutti i sensi; Apparecchio poligono, formato da pietre tagliate in prismi irregolari, sull'esempio delle mura di Fondi (Rondelet, 1832)

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

---

*<< Se le pietre naturali sono tagliate regolarmente e ridotte alla figura parallelepipeda rettangola, ovvero cuneiforme, secondo le regole della stereotomia, corrispondentemente alle forme geometriche del muro da costruirsi, la struttura dicesi in pietra da taglio, ovvero in pietra squadrata ed anche in pietra concia. Quando le pietre sieno lasciate nelle forme irregolari con cui escono dalla cava, corrette col taglio semplicemente quanto basta per ridurle a modo che nella struttura ciascuna pietra possa trovarsi chiusa combaciata da ogni parte dall'altre che la circondano, il muro dicesi d'opera incerta. Che se sono poste in opera informi e grezze senza il menomo apparecchio, il muro dicesi di pietrame [...]>>*

*<<Diconsi muri di struttura mista quelli nei quali trovansi combinate in un modo o in un altro le varie specie di struttura da noi finora enumerate.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 64)

### 2.1 DE' MURI IN PIETRA VIVA

Circa i muri in pietra naturale, la Trattatistica storica raccomanda di prestare attenzione, nella composizione dell'apparecchio murario a più aspetti, fondamentali, legati essenzialmente alla lavorazione e pezzatura dei conci in opera, alla disposizione degli stessi, e quindi alle malte e relativi giunti, opportunamente sfalsati, dimensionati ed il tutto livellato secondo filari più o meno regolari. (Figura 2.2)

*<<In ordine alla struttura in pietra da taglio gli articoli che importa di considerare sono I.° l'apparecchio o sia il taglio delle pietre; 2.° la disposizione delle pietre conce nella composizione delle masse murali; 3.° l'effettiva costruzione; 4.° i mezzi opportuni di collegare le pietre indipendentemente dalla virtù congiuntiva delle malte. Ci fermeremo ora a prendere distintamente in esame cotesti articoli, particolarmente per quanto appartiene ai muri comuni, o di piedritto, i quali per la loro forma si tengono da sé in equilibrio sopra una base orizzontale, e sono terminati all'intorno da facce piane verticali o inclinate a scarpa verso il centro di gravità del solido murale.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 64)

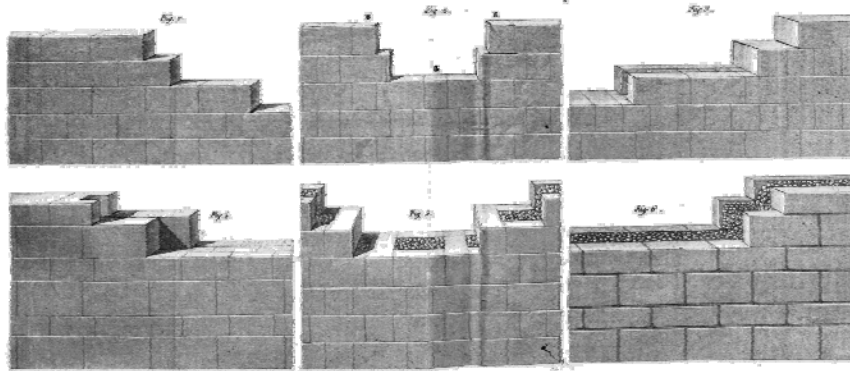


Figura 2.2 Immagini tratte dalla TAVOLA X (Op. Cit.) riguardano rispettivamente: Apparecchio semplice ed a strati regolari in cui ogni pietra forma la grossezza del muro; Apparecchio doppio formato da pietre d'eguali dimensioni, posate a due a due in larghezza ed una sola in lunghezza sopra lo spessore del muro; Apparecchio triplice formato di pietre di eguali dimensioni posate a tre a tre in larghezza ed una in lunghezza sopra lo spessore del muro; Apparecchio analogo a quello in Fig. 2, solo che essendo il muro più grosso una murazione in pietrame riempie l'intervallo fra le pietre che hanno la loro lunghezza in mostra; Disposizione dell'apparecchio di cui si è fatto uso nei rivestimenti in pietra di taglio (Rondelet, 1832)

Prima di procedere con l'esame di ognuno dei temi indicati dal Cavaliere, prestiamo attenzione alle raccomandazioni che ci giungono dal Borgnis ed ancor prima dal Milizia; leggiamo le parole del Borgnis circa i muri interamente <<formati di sole pietre vive in tutta la loro grossezza>>:

<<[...] non deve essere trascurata veruna cautela per impedire che le parti del muro più compressibili delle altre provino maggiore assettamento, da cui potrebbero derivare delle lacerazioni estremamente nocive alla solidità del muto medesimo. Conviene dunque (Figura 2.3):

- 1.° di formare la muratura per strati regolari a livello;
- 2.° di battere ben bene ognuno di questi strati, per facilitare la quale operarne giova ricoprirli con frantumi di pietre;
- 3.° di disporre le pietre alternativamente nel senso della lunghezza poi secondo la larghezza;
- 4.° di porre di distanza in distanza dei pezzi maggiori di pietra atti a collegare le due pareti del muro.>>

(G.A.Borgnis, libro II, p 196)

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

Il Bognis a differenza del Cavalieri, non riferisce circa il Taglio delle pietre, dà per scontato la conoscenza, per chi opera in questo campo, delle leggi stereotomiche, o comunque ne riferisce in precedenza senza soffermarsi; tuttavia, approfondisce il tema della posa in opera degli elementi ed espone con chiarezza il concetto di “ingranamento trasversale” dei muri.

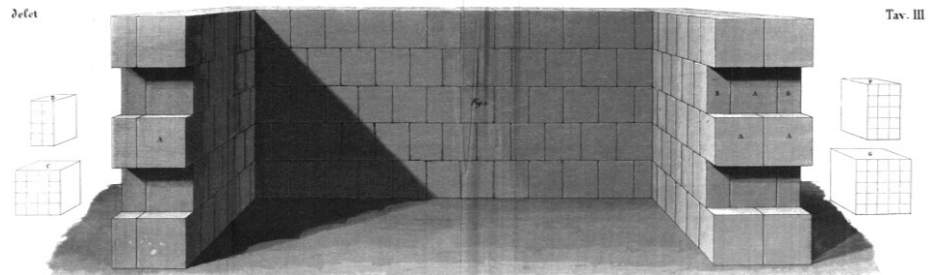


Figura 2.3 Immagini tratte dalla TAVOLA III – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) riguarda la forma e la disposizione da dare all'apparecchio murario per una maggiore solidità strutturale (Rondelet, 1832)

Egli proferisce esplicitamente di pietre di pezzatura maggiore deputate a connettere i paramenti o facce del pannello, al fine di darne solidità strutturale (Figura 2.4); inoltre, pone l'accento sul tema della livellazione delle bancate in filari ben definiti e battitura degli elementi lapidei nelle fasi di posatura e composizione dell'apparecchio murario; fondamentali per la <<fermezza dei muri>> come affermava il Milizia nel suo celebre trattato: *Principi di Architettura Civile*, edito per la prima volta nel 1781.

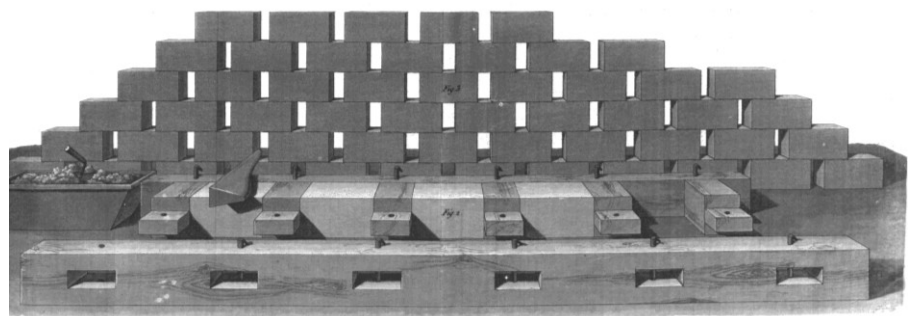


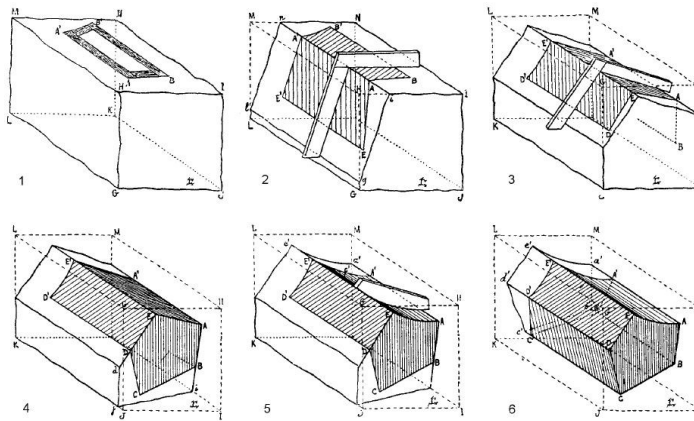
Figura 2.4 Immagini tratte dalla TAVOLA III – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) riguarda la forma e la disposizione da dare all'apparecchio murario per una maggiore solidità strutturale (Rondelet, 1832)



Su questi concetti, prima il Milizia, ed il Cavalieri, forte delle esperienze dei suoi illustri predecessori, più tardi illustreranno diffusamente ed in dettaglio i molteplici aspetti che consentono una trattazione esaustiva ed idonea del tema; senza peraltro trascendere nei meandri delle leggi stereotomiche (Figura 2.5) che come osserva acutamente il Cavalieri risultano essere <<fuori dei confini assegnati a queste istituzioni>>:

<< La determinazione dei tagli da eseguirsi sulle masse di pietra o di legno sotto stabilite condizioni geometriche e meccaniche, a norma delle varie occorrenze dell'arte di fabbricare, costituisce l'oggetto della stereotomia ed è fuori dei confini assegnati a queste istituzioni>>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 65)



**Figura 2.5** Esempio di taglio secondo i dettami della Stereotomia: Par Biveaux, tecnica che prevede il taglio iniziale di una delle superfici, passando poi a quello dei lati adiacenti, e così via. Il metodo mostrato si pone generalmente in antitesi con il metodo, altrettanto valido del taglio Par Dérobement. Si notino i calibri in legno o cartone. (Migliari, 2009)

Analizziamo e confrontiamo, rispetto ai punti illustrati dal Cavalieri e del Borghini, quanto esplicitato dal Milizia; a seguire declamiamo le sue parole:

<< La forza de' muri dipende non solo da' solidi fondamenti, e dagli scelti materiali, ma anco dalla materia d'impiegare essi materiali. Non è già raro, che con fermi fondamenti, e con materiali ottimi si facciano fabbriche debolissime per ignoranza o per trascuratezza nella disposizione.

2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI:  
dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

---

*Un muro sarà forte,  
1. se avrà grossezza conveniente,  
2. se i materiali saranno bene assestati,  
3. se saranno ben concatenati,  
4. se si innalzerà perfettamente a piombo,  
5. se si ergerà uniformemente da per tutto.>>*

(F. Milizia, libro III, pag 147)

Egli, rispetto al Cavalieri ed al Borgnis si preoccupa di alcuni aspetti aggiuntivi, <<la grossezza conveniente>> del muro e l'assestamento dei materiali. I concetti di *battitura* e *posa in opera*, esposti, rispettivamente dal Borgnis e dal Cavalieri, potrebbero in un certo qual modo riprendere il medesimo pensiero; tuttavia, l'associazione di spessore murario idoneo e solidità della fabbrica, è proprio del Milizia; il quale tratterà codesto tema, già peraltro, ampiamente dibattuto nell'ambito di questa tesi, (Capitolo 1, par. 1.1.3) unendo, però, le nozioni di morfologia e composizione dell'apparecchio murario, con quelle di stabilità e resistenza dello stesso; infatti egli riferisce testualmente:

*<< Convien saper calcolare l'urto e la spinta per opporre una resistenza conveniente: da ciò dipende la grossezza de' muri la  $2/1$ , o i  $2/3$ , o al più i  $3/4$  del diametro della colonna, che è, o può essere in quel piano, affinché in questa guisa rimanga il  $1/4$ , o il  $1/6$ , o il  $1/8$  per parte, per avanzarsi i pilastri sulle cantonate, e per gli oggetti delle modanature. Lo stesso Scamozzi prescrive, che in uno edificio di tre piani alto 80 piedi i muri esterni possono essere fino al primo piano della grossezza di tre mattoni, nel secondo di due e mezzo, e nel terzo di due. Ma se v'entrassero pietre vive, converrebbe fare i muri più grossi, e tanto più grossi, quanto più il pietrame, che s'impiega, è irregolare e fragile.>>* (Figura 2.6)

(F. Milizia, libro III, pag 149)

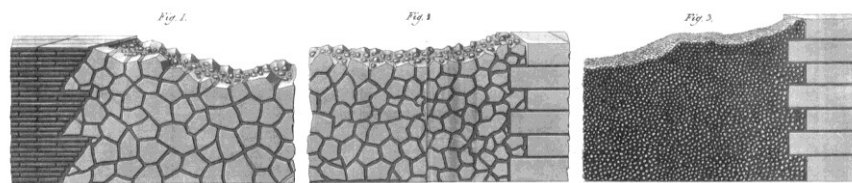


Figura 2.6 TAVOLA LXI – Tomo II, Seconda parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: *Diverse specie di murazioni secondo Vitruvio (De architectura, Libro II, Cap. VIII)*; le immagini riportate riguardano rispettivamente: Opus incertum, o aggregato di pietre d'ogni forma, senza e con parti di murazione ordinaria disposte a ranghi di corsie orizzontali nelle cantonate e riempimento intermedio di pietrame, e con ciottoli (Rondelet, 1832)

È quindi ormai manifesto e palese, come l'irregolarità nella posa in opera e la condizione stessa del materiale pietrame produca muri <<fragili>>. Il Milizia ci suggerisce di accrescerli in grossezza per ovviare ai difetti dell'apparecchio nella sua interezza e renderlo più stabile; tuttavia, questo non è sempre vero e risolutivo. Nel Capitolo terzo chiariremo il ruolo meccanico di ogni elemento componente i muri in pietra viva, siano essi squadrate o in pietra rozza, e solo allora potrà darsi completezza al tema qui anticipato, grazie proprio alla preziosa testimonianza del Milizia.

Chiariti e raffrontati i diversi pareri sottoposti ad attento esame, vediamo, quindi, punto per punto cosa riferisce il Cavalieri; partiamo dal principio: <<Il taglio delle pietre>>

*<<Il taglio materiale delle pietre, dietro le tracce segnate con le regole stereotomiche, (Figura 2.5) si eseguisce o con la sega de' taglia pietre, (Figura 2.7) dividendo un masso in due o più parti adattate a diversi usi, ovvero levando in iscaglie le parti superflue di ciascun rocchio, per ridurlo alla forma e alle dimensioni occorrenti, conforme fu già spiegato in addietro. Quelle facce delle pietre che debbono comparire alla superficie dei muri vogliono essere ridotte a pelle piana, a meno che non si tratti di qualche edificio a cui si convenga, pel suo carattere un esteriore semplice e grave, nel qual caso non di rado le facce esterne delle pietre si lasciano rozze. Ma le facce interne, quelle cioè in cui le pietre debbono essere poste a contatto l'una dell'altra, acciocchè la struttura possa acquistare la maggior perfezione e stabilità, è d'uopo che sieno non solo ridotte a pelle piana, ma squisitamente appianate con una scrupolosa ossatura, siccome appunto si scorge nell'anfiteatro Flavio e in altri classici monumenti essere stato praticato dagli antichi. Questi costumavano anzi di non appianare preventivamente se non che le facce interne delle pietre, e l'esterne erano poi dagli artefici ripolite quando la costruzione de' muri era compita, per evitare il pericolo che i cigli ridotti a perfezione non si scheggiassero nel maneggiare le pietre per metterle in opera. Ed in questa guisa le commisure divenivano pressoché impercettibili, e l'opera sembrava formata quasi tutta di getto>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 65)

Estrema attenzione viene, quindi, data al taglio ed alla lavorazione del pietre affinché esse risultino perfettamente combacianti; da ciò ne deriva la massima solidità possibile e su questo aspetto vedremo come tutti i trattatisti converranno concordemente.

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

Il Borgnis, rimarca quest'ultimo tema, legando insieme i concetti di solidità e subordinazione del taglio delle facce interne ed esterne dei conci lapidei, specificando come già in epoca romana (Figura 2.7) fosse presente una classe operaia deputata a questo oneroso compito:

*<<Esisteva in Roma una classe di lavoratori chiamati Quadratarii, la cui unica occupazione era quella di preparare con tutta precisione le facce delle pietre da taglio, perché si combaciassero perfettamente.>>*

(G.A.Borgnis, libro II, p 192)

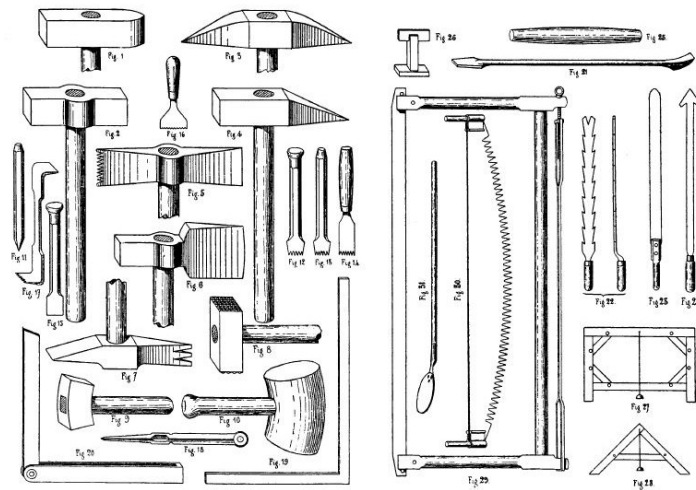


Figura 2.7 Utensili impiegati dai Quadratarii per il taglio della pietra. (Chaix, 1890)

Il Milizia riferisce analoga testimonianza.

Appurata dunque l'influenza della lavorazione e del taglio sul materiale pietra per <<l'assetto>> e <<la fermezza de' muri>>, procediamo quindi ad analizzare il secondo punto: <<la disposizione delle pietre conce nella composizione delle masse murali>>

Il Cavalieri ci fornisce innumerevoli informazioni circa la lavorazione delle pietre e l'organizzazione dell'apparecchio murario nel suo complesso:

*<< Nella struttura de' muri comuni in pietre da taglio queste, come già si è avvertito, sono ridotte generalmente alla forma di parallelepipedi rettangoli. Nella disposizione delle pietre deve principalmente aversi per iscopo d'ottenere un sistema in cui le parti*

*componenti sieno così combinate e concatenate che si tengano a freno l'une con l'altre in guisa che la mole riesca quasi indissolubile. La disposizione deve quindi necessariamente essere regolata a norma delle dimensioni de' massi lavorati che diconsi conci e della grossezza del muro. In generale la prima regola da osservarsi si è, che le commessure verticali sieno discontinue, vale a dire che il piano verticale in cui due conci si combaciano non abbia mai a collimare col combaciamento verticale di due altre pietre giacenti immediatamente sotto o sopra alle prime. Deesi altresì procurare che i conci sieno sempre posti a giacere sulla più ampia delle loro facce. [...]*

*La struttura in pietra da taglio si può distinguere in regolare ed irregolare. La prima consiste in una serie d'ordini di pietre parallelepipedi, sovrapposti orizzontalmente gli uni agli altri, tutti d'una medesima altezza ovvero d'altezze diverse; purché però sieno egualmente alti i conci componenti uno stesso ordine. In arte gli ordini orizzontali delle pietre che si succedono gli uni sugli altri nella struttura d'un muro diconsi corsi ed anche filari. La struttura irregolare è quella in cui i parallelepipedi non sono ordinati per corsi regolari, ma, avendo altezze molto variate, si dispongono combinando le loro dimensioni nel modo più consentaneo alle norme generali poc'anzi inculcate.*

*La grandezza dei conci destinali alle costruzioni dipende dalla quantità della pietra e dal modo di cavarla. Per una struttura perfettamente regolare sarebbe d'uopo che le pietre fossero tutte ridotte ad uguali dimensioni vale a dire a parallelepipedi tutti uguali fra loro. Ma questa riduzione molte volte esigerebbe un lavoro ed una spesa eccedente, e potrebbe produrre anche uno spreco strabocchevole di materia. Per lo che conviene non di rado accomodarsi ad una struttura meno regolare, la quale comporti l'impiego di pietre di varia grandezza. Ma nell'apparecchio di queste vuolsi pure avvertire che non addivengano di sproporzionata lunghezza, e quindi malagevoli a muoversi e soggette a troncarsi per qualche scossa nelle varie manovre che occorrono per collocare in opera. La proporzione delle dimensioni che si adatta alla maggior regolarità della disposizione è quella in cui la lunghezza di ciascun parallelepipedo è doppia della larghezza, e questa uguale all'altezza. E pei casi d'una struttura meno regolare o irregolare si prescrive dai Pratici (I) che quando la pietra è di mediocre durezza, la lunghezza dei conci abbia ad essere non più che tripla, e la larghezza non più che doppia dell'altezza; e che per le pietre più dure, ove l'altezza de' massi sia maggiore di m. 0,32, la lunghezza debba farsi al più quintupla, e la larghezza doppia o al più tripla dell'altezza. Ma queste non sono regole d'un assoluto rigore, e basta che vengano osservate con una discreta approssimazione. In ogni modo però la lunghezza dei conci non deve mai oltrepassare il sestuplo dell'altezza, fuorché nelle lastre così dette di coronamento [...]>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 65-66)

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

Per meglio focalizzare le informazioni assunte elenchiamo sinteticamente quanto appreso:

- Il materiale cavato viene generalmente ridotto in parallelepipedi rettangolari detti conci, tagliati secondo dimensioni maneggevoli senza l'ausilio di automazioni;
- Le superfici, per giusta regola, dovrebbero essere lisce e lavorate in tutte le loro facce, prestando cura di finire quelle più esterne in opera, al fine di non incorrere in possibili scheggiature durante le fasi di posatura; (Figura 2.8)

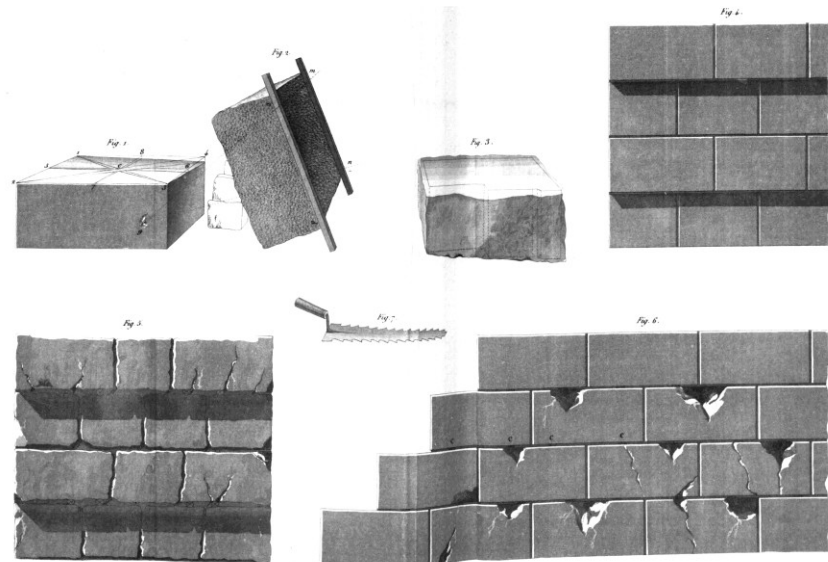


Figura 2.8 TAVOLA XV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Delle opere moderne in pietre di taglio e del vizio dei tagliatori, posatori, periti e verificatori di tali opere di curare più la loro forma e regolarità quale si presenta all'esterno, che la solidità, trascurando la rifinitura dei letti e delle commessure. Le immagini riportate riguardano rispettivamente: Riga superiore - Maniera di posare le pietre di taglio per formare solide costruzioni; Risultato apparente della maniera da adottare per rimediare ai difetti e agli accidenti risultanti da una posatura negligente, quale è correntemente adottata con biette e assottigliamenti; Riga inferiore - Della maniera di porre in opera, con calce, cunei e biette di legno le pietre tagliate e preparate approssimativamente nelle superfici delle facce interne, dalla quale risulta che il solo spigolo anteriore e le commessure nei margini dei blocchi risultano portare tutto il peso. (Rondelet, 1832)

- Bisogna costantemente verificare che le commensure verticali siano sempre sfalsate;
- Ogni singolo pannello deve essere eretto secondo filari regolari di conci sovrapposti orizzontalmente. Nell'ambito di ogni *filare* o *corso* i conci devono risultare della medesima dimensione. Se ogni filare dovesse mostrarsi costante a tutta altezza, il pannello murario si dirà realizzato in struttura regolare (Figura 2.9), al contrario, irregolare (Figura 2.10).

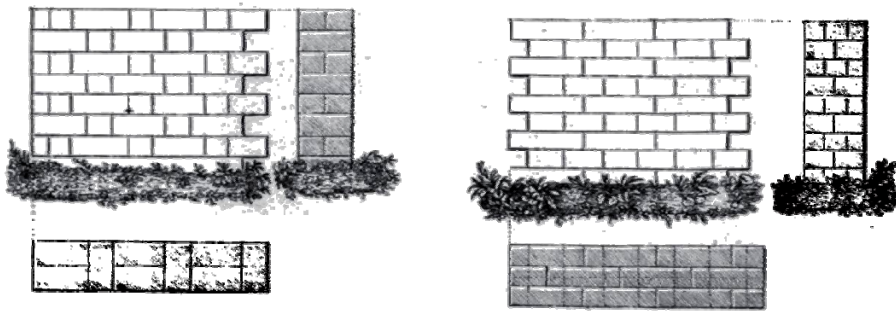


Figura 2.9 Muri realizzati in pietre concie con struttura *regolare* (Cavalieri, 1839)

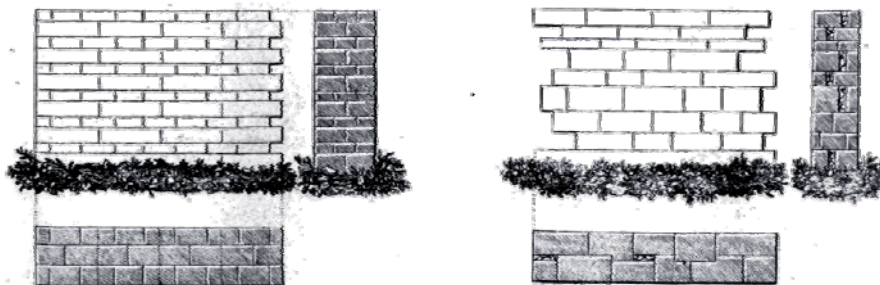


Figura 2.10 Muri realizzati in pietre concie con struttura *irregolare* (Cavalieri, 1839)

- Ogni concio deve essere posato in opera lungo la più ampia delle sue facce;
- La pezzatura dei conci dipende dalle qualità intrinseche del materiale cavato e dalle modalità, quindi, con cui esso può essere lavorato già in forma di abbozzo. Il Cavalieri, citando i <<Pratici>> differenzia, in base alla durezza della pietra impiegata, le grandezze ottimali da rispettare nel dimensionamento delle stesse secondo il seguente ordine:

2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI:  
dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

---

- ✓ L'optimum è dato da un parallelepipedo a base quadrata di lunghezza doppia dell'altezza; (Figura 2.11)
- ✓ Le pietre di media durezza possono essere ridotte in conci parallelepipedi con larghezza non superare al doppio dell'altezza e tripla della lunghezza;
- ✓ Pietre più dure possono raggiungere anche i 32cm di altezza con lunghezze non superiori a 5 volte l'altezza e larghezza doppia o tripla.

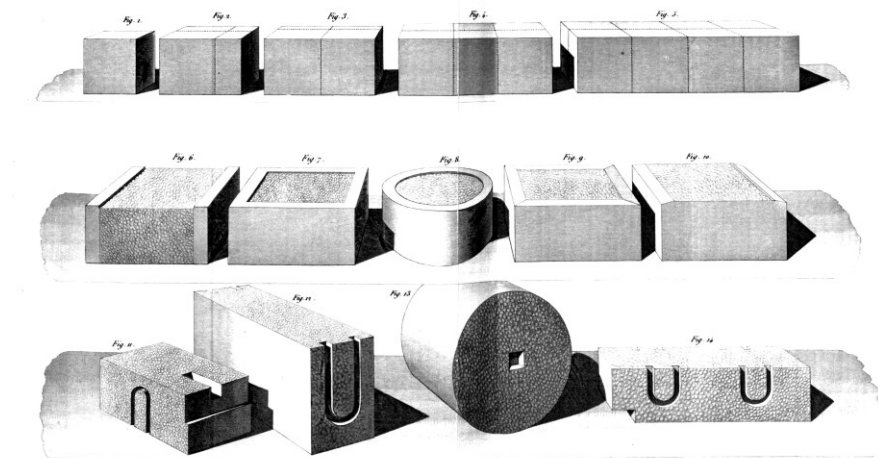


Figura 2.11 TAVOLA XIII – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Delle dimensioni delle pietre. Le immagini riportate riguardano rispettivamente: Prima fila - Blocchi cubici e parallelepipedi; seconda fila - Blocchi e plinti in pietra di taglio e maniere di lavorazione per i letti e le commessure, con incavi dei sedimenti e delle commessure sotto il malinteso pretesto di farvi entrare una maggiore quantità di calcina, e ugnature; Terza fila - Blocchi e plinti con ugnature, adatte in presenza di sedimenti retti e appianati e senza uso di biette - Pietre di taglio, con le facce appianate a martello e con incavature per le corde di sollevamento e rocco egualmente lavorato con mortasa, di antichi templi di Sicilia. (Rondelet, 1832)

Ad ogni modo, egli consiglia il rispetto di queste regole basilari, non pedissequamente, ma con buona approssimazione; inoltre, ci fornisce un'interessante informazione, circa i conci, così detti di coronamento, i quali, posati in opera a chiusura, e per l'appunto coronamento delle fabbriche murarie, possono garantirne stabilità e concatenamento risultando generalmente di dimensioni maggiori, fino a sei volte superiori all'altezza ed a totale copertura dello spessore murario.



Egli termina la trattazione di questi argomenti descrivendo, analizzando e differenziando le murature realizzate con conci squadrati in opera Isodoma e Pseudo-isodoma, identificando la prima come la migliore e la seconda come perfettibile ma talvolta irregolare e meno dispendiosa; tuttavia, affronteremo in apposita sottosezione ed in dettaglio la catalogazione delle differenti tipologie murarie, si preferisce procedere nell'analisi e lettura del terzo punto, ponendo fine ai precedenti attraverso le parole dello stesso Cavalieri:

*<<[...]Per la costruzione effettiva de' muri in pietra da taglio, supposto che le pietre sieno tagliate con la più scrupolosa precisione, nel che consisteva lo studio principale degli antichi, non altro occorre che di collocarle diligentemente in opera con ordine e con disposizione conveniente,,a norma delle dimensioni de'conci e della grossezza e della figura del muro, a'termini di quanto abbiamo fin qui avvertito.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 67)

Adesso proseguiamo con la terza raccomandazione: *<<l'effettiva costruzione>>*.

Egli ci da notizia di come già nell'ottocento *<<i moderni>>* non fossero all'altezza dei loro predecessori e per questo hanno adottato la tecnica detta *<<a bagno di malta>>* per ovviare ai difetti del taglio della pietra; ad ogni modo, pur criticandone il vizio ne loda l'economia e la comparabile stabilità.

*<<Ordinariamente per altro i moderni costruttori non curano così rigorosamente, come gli antichi, lo scrupoloso apparecchio della pietra, e per supplire all'imperfezione del taglio, costumano poi di murare i conci con malta: il qual metodo è più economico, e può anche produrre una discreta stabilità, purché s'impieghi malta fina di buona presa, e si abbia cura che non resti alcun vano fra pietra e pietra, e che lo strato della malta nelle committiture orizzontali sia di grossezza uniforme, affinché sia pure uniforme il suo restringimento, nell'asciuttarsi sotto il peso delle pietre.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 68)

Tuttavia, nel raccomandare un moderato ed attento impiego della malta, rammenta di prestare attenzione alla stesura in letti, alla diffusione della stessa in ogni dove, senza esporre a possibile discontinuità di contatto le

superfici dei conci, ed alla natura della calcina stessa: <<fina>> e <<di buona presa>>.

Su questo tema si è già discusso approfonditamente nel Capitolo primo par. 1.1.2, di cui richiamiamo solo le esperienze del Vicat, <<oltre 105 specie di cementi>> differenti, il quale attribuisce un peso importante alla capacità coesiva della malta, contraddicendo, in parte il Cavalieri e molti altri Scienziati coevi, nella loro osservazione posta a base e fondamento dell'argomentazione sulle <<strutture murali>>: [...] *supposizione erronea [...] che il cemento rimedia al taglio difettoso; poiché ben diversa è la resistenza che ha luogo nei punti sostenuti nel semplice cemento da quella prodotta dagli altri punti in cui le pietre a contatto si combaciano.* Tuttavia, il Vicat ritiene che gli Antichi fossero fautori di una malta perfetta dalle qualità invidiabili, capace di conferire di per se <<coesione>> e <<fermezza>>, concetto estensibile non solo all'opus cementicium, ma a tutte le tipologie murarie; al fine di raggiungere la tanto ricercata condizione ideale di <<solido inflessibile>>.

Il Borgnis, in apertura dell'Articolo III (Cap.III), evidenzia come l'ingranamento meccanico tra le pietre sia fondamentale per accostarsi il più possibile al concetto teorico di *blocco rigido*, e premette:

*<<Un muro avrebbe la massima solidità se fosse monolito, ma siccome ciò non è praticabile, per accostarsi il più possibile a questo limite e uopo che tutte le pietre siano talmente aderenti le une alle altre, e talmente si combacino da non formare una sola massa. [...]>>*

(G.A.Borgnis, libro II, p 192)

e continua dicendo:

*<<[...] è evidente cosa, che quanto maggiore sarà il numero de' punti ne' quali le pietre sovrapposte si combaceranno esattamente, tanto maggiore sarà la loro attitudine a resistere ad una forte pressione sovra incumbente, ed all'opposto, se pochi saranno questi punti, s'aumenterà la probabilità che seguire debba rottura. È da notarsi a questo riguardo che purtroppo è prevalso generalmente l'uso vizioso di lavorare con inesattezza le facce delle pietre vive che rimangono nascosta, nella supposizione che il cemento rimedia al taglio difettoso; supposizione erronea, poiché ben diversa è la resistenza che ha luogo nei punti sostenuti nel semplice cemento da quella prodotta dagli altri punti in cui le pietre a contatto si combaciano.*

*Ad accrescere i pessimi effetti cagionati di questa pratica viziosa concorre un altro uso poco commendevole, ed è quello di terminare compiutamente il lavoro delle faccie apparenti delle pietre prima di metterle in opera. Ciò essendo, i muratori procurano con ogni diligenza di porre le pietre in modo che queste faccie s'accordano con*

*precisione, e di farsì che le commessure siano poco visibili. Per ottenere questo doppio intento, lavoranzi con finetezza gli spigoli esterni, ma lascianzi concave e scabbre le facce che devono internamente combinarsi; poi nel mettere a segno le pietre s'introducano tra di esse de'piccoli cunei di legno duro,e per ultimo riempionsi di cementi i vani. Nell'indicato metodo moderno le commessure restano subordinate alle facce esterne; all'opposto gli antichi subordinavano le facce esterne alle commessure; ed acciocchè tal pratica, favorevole alla solidità, non pregiudicasse punto alla bella apparenza esteriore, lasciavano grezze le facce visibili, avendo cura nel metterle in opera di far sporgere all'infuori un mediocre sopravanzo di pietre da tagliarsi poi sul luogo con tutta esattezza dopo terminata la muratura.>>*

(G.A.Borgnis, libro II, p 194)

La verità, senza eccezioni, per pensieri e teorie antitetiche, si trova sempre in posizione mediana, una buona malta in assenza di un apparecchio murario sapientemente organizzato non può garantire la massima efficienza dello stesso andando a rimediare ai vizzi di forma in toto e viceversa, una posa in opera di conci o pietrame, senza un ottimo collante mostrerà una sezione di rottura difficilmente riconducibile a quella di base.

Il Cavalieri seguita con l'esporre in dettaglio il noto metodo francese <<a bagno di malta>; ci limiteremo a riportarne fedele citazione:

*<< Esporremo dunque in breve il modo di procedere regolarmente nella costruzione de'muri in pietra da taglio con questo moderno metodo designat dai costruttori francesi sotto la denominazione di metodo a bagno di malta. Tutto si riduce a dire con quali preparazioni e con quali avvertenze debba ciascun concio essere collocato in opera. Importa prima di tutto che il concio venga posto a giacere sopra una base piana ed orizzontale; per lo che la prima operazione da farsi si è quella di spianare a livello le facce superiori delle pietre componenti l'ultimo filare che si suppone già costruito, sul quale il nuovo corso di pietre dev'essere immediatamente appoggiato. La perfetta riduzione di questo piano che deve servire di letto al nuovo concio si riconosce per mezzo d'un archipendolo. o d'una livella a bolla d'aria. Ciò fatto si pone in prova il concio, vale a dire si colloca a posticcio nel posto assegnatogli, e si esplora mediante il piombo, la squadra e l'archipendolo, o la bolla d'aria, se le sue facce sono spianate a perfezione per venire esattamente a contatto di quelle de'conci adiacenti, onde correggere quei difetti dell'apparecchio che in quest'accurata esplorazione si venissero a scoprire; ne si procederà al collocamento stabile del concio prima che ne sia emendata ogni imperfezione. Allorché poi si sarà riconosciuto in prova che il concio è apparecchiato*

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

---

*come si conviene, si toglierà dal posto, e quindi si netterà e si bagnerà il piano sul quale dev'esser posto, e vi si stenderà uno strato alto m. 0,18 circa di malta composta di calcina e di finissimo cocchiopesto, ovvero di polvere di marmo. Si copriranno pure d'un leggero strato della stessa malta le facce verticali de'conci vicini, con cui quelle del nuovo concio dovranno quadrare, e dipoi si rimetterà in opera il concio e si accomoderà nella giusta positura, con la scorta della riga, della squadra e dell'archipendolo, battendolo con un mazzuolo di legno, finche tutta la malta superflua sia stata rigettata dalle commessure. E così uno dopo l'altro si pongono in opera i conci, e si viene di mano in mano avanzando nell'effettiva costruzione del muro. Quando questa è compita, altro non rimane che di perfezionarne le fronti, radendo quelle parti esteriori de'conci che per la esatta collocazione di essi si fossero dovute lasciare sporgenti dalla superficie dritta o inclinata del muro, levando dalle commessure quanto più addentro si può la malta impiegata nella costruzione, e stuccandole con altra malta una ben internata, applicata a strati, e stropicciata con un lisciaio di ferro più e più volte, finchè abbia acquisito tutte la possibile durezza>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 68)

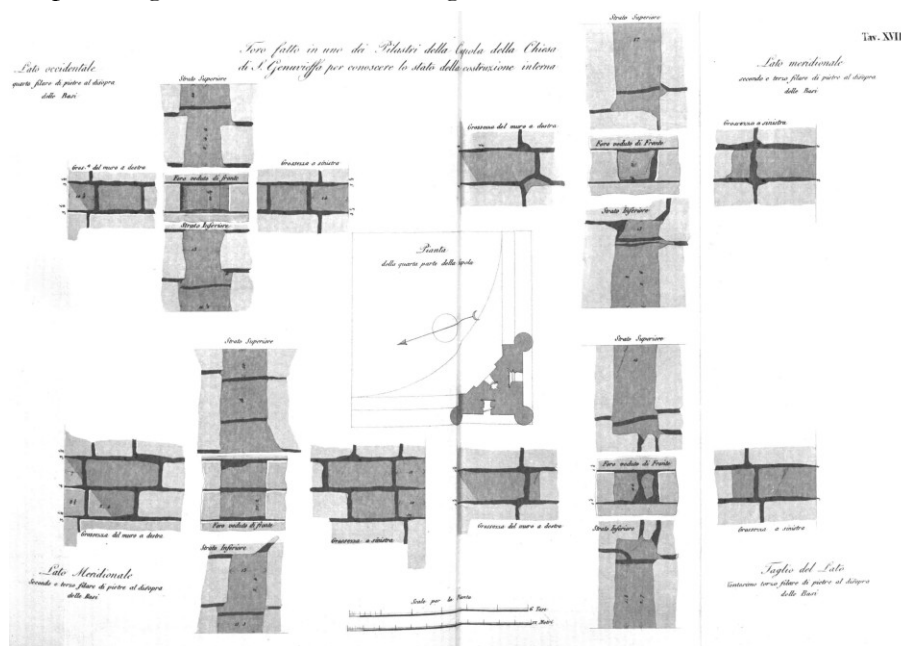
Continua criticando fortemente il *modus operandi* francese nell'arte edificatoria, ormai vizioso e decadente, imperante in tutto lo stato; investeva l'edilizia a tutti i livelli, perfino in ambito monumentale, come peraltro ampiamente documentato e messo in risalto dallo stesso Rondelet:

*<<Declamano giustamente gli scrittori francesi contro il pessimo stile de'triviali costruttori di Parigi, i quali mettono in opera i conci mal tagliati, senza correggerne i difetti, ponendovi sotto delle zeppe di legno grosse più o meno, così che le facce esteriori, o sia i frontali delle pietre, che volga mente chiamansi paramenti, si trovino esattamente nel piano della fronte del muro, ad onta delle irregolarità dell'apparecchio. Ed affinché il collocamento in opera divenga più spedito, e le commessure compariscano strette all'esterno, sogliono scarnar sotto i conci, lasciando intatta una sola striscia della larghezza di circa 27 millimetri, lungo il ciglio frontale; in guisa che al di là di questo lembo, nell'interno della costruzione, le commettiture orizzontali hanno sovente un'altezza di presso a tre centimetri. Queste commessure vengono riempite d una malta liquida di esso, o di calcina, che vi s'introduce mediante una stecca di ferro, e vi si trattiene finché è molle con un'inzeppatura di stoppa o di filacciche, la quale si toglie tosto che la malta ha preso corpo. Nasce da questo cattivo metodo che quando la malta si è costipata, i conci non da altro sono sostenuti che dalle zeppe sottoposte, onde posano quasi del tutto in falso; il che bene spesso cagiona che si spaccino alla metà*

della loro lunghezza, ovvero, ciò che è peggio, si aprano parallelamente alla faccia frontale. I gravi patimenti dei piloni della gran cupola del tempio di Santa Genueffa, (Figura 2.12) che misero in forse la sussistenza d'uno fra i più insigni monumenti della metropoli della Francia, e per cui divenne indispensabile la totale rinnovazione de' piloni medesimi, non ad altro si dovettero attribuire che ai molteplici scontri derivati dall'esposto riprovatissimo metodo di costruzione.>>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 68-69)

Molto interessante ai nostri fini, appare l'esposizione sopra riportata circa il cattivo costume edificatorio; allontanandosi dalla regola dell'arte muraria e dai buoni precetti riassunti nelle varie raccomandazioni citate in apertura al capitolo in oggetto, i francesi hanno estrinsecato in modo chiaro e manifesto, come l'impiego delle zeppe, a modifica e miglìoria dell'abbozzo nel taglio del pietrame, fosse pratica comune e codificata nella lessico costruttivo settecentesco al punto tale da farne uso perfino nel più insegne dei monumenti Parigini: La Chiesa di Sainte Geneviève.



**Figura 2.12 TAVOLA XVII – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Foro fatto in uno dei pilastri della chiesa di Sainte-Geneviève per conoscere lo stato della costruzione interna (disegni allegati al processo verbale fatto sul luogo dell'ispezione effettuata dal Consiglio dei Fabbricati Civili e dagli Ispettori generali dei Ponti e Strade, nel febbraio 179).**

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

---

Infatti, sia il Rondelet che il Borghis hanno osservato come la presenza di elementi a zeppa siano essi di natura lapidea, legnosa o <<artefatta>> tendano a migliorare sensibilmente le condizioni di stabilità e resistenza precarie dovute alla discontinuità di contatto fra gli elementi. Tuttavia, le non linearità generate dai vuoti fra i conci o da spessori di malta ingenti e relativi ritiri o degrado nel tempo, posso generare delle deficienze locali non controllabili, pertanto, risulta per buona regola, ove l'economia della fabbrica non lo consenta *evitare l'impiego copioso di malta* e inserire *elementi a zeppa, quali scapoli e scaglie*, (Figura 2.13) finalizzati a dare contatto ed ingranamento al pietrame appena sbazzato e male organizzato.



Figura 2.13 Foto – Gallico Marina (RC) – Fabbricato realizzato in pietra rozza si noti la rinceppatura realizzata in maniera puntuale con elementi fittili che danno continuità e contatto a tutti gli elementi in pietra sopperendo al difetto di forma.

Il tema della rinceppatura sarà ricorrente e centrale nel corso del percorso di ricerca che si viene qui a delineare nei suoi tratti basilari; infatti, lo studio delle murature in pietra grezza, presuppone aprioristicamente l'assunzione come ipotesi di base dell'assenza parziale di continuità di contatto fra il pietrame, non lavorato, e la perdita di

coesione ed aderenza delle malte, spesso non confezionate ed eseguite a regola d'arte.



*<<La rinzeppatura è particolarmente importante nei muri realizzati con prevalenza di ciottoli, perché assicura il contatto fra le pietre tondeggianti in caso di tendenza al ribaltamento del muro>>*  
(Figura 2.14)

(V. Ceradini, pag 82)



**Figura 2.14 Foto – Gallico Marina (RC) – Fabbricato realizzato in pietra rozza: la rinzeppatura.**

Concludiamo lo studio dei muri in pietra viva approfondendo l'ultimo punto proposto dal Cavalieri inerente: *<<i>mezzi opportuni di collegare le pietre indipendentemente dalla virtù congiuntiva delle malte.>>*. Ci limiteremo a riportare le sue parole commentando e mostrando come i trattatisti riconoscono due metodologie tecnico-costruttive principali finalizzate ad assicurare l'ingranamento meccanico, sia esso verticale o orizzontale, fra le parti, in riferimento ovviamente, ai pannelli realizzati in pietra conca: *<< i perni di metallo e l'incassature scambievoli>>* (Figura 2.15 - 16). Il primo è un metodo molto diffuso e ben noto già nell'antica Roma, del secondo, se ne conservano alcuni esempi, il più noto è senza dubbio il Teatro di Marcello, ma come osserva correttamente il Cavalieri è una tecnica

dispendiosa e suscettibile di errore; infatti, il minimo difetto nella stereotomia delle parti o nella posa in opera degli elementi può indurre delle deficienze locali che minano alla solidità della struttura. Tuttavia, è manifesta la cura e l'attenzione, mostrata concordemente da tutti i trattatisti, nell'assicurare monoliticità alla struttura attraverso l'ingranamento fra i conci, sia esso per forma o per ancoraggio attraverso staffature o grappe metalliche; ciò che conta è assicurare un contatto ottimale fra le parti, in modo tale che queste risultino mutuamente vincolate fra di esse.

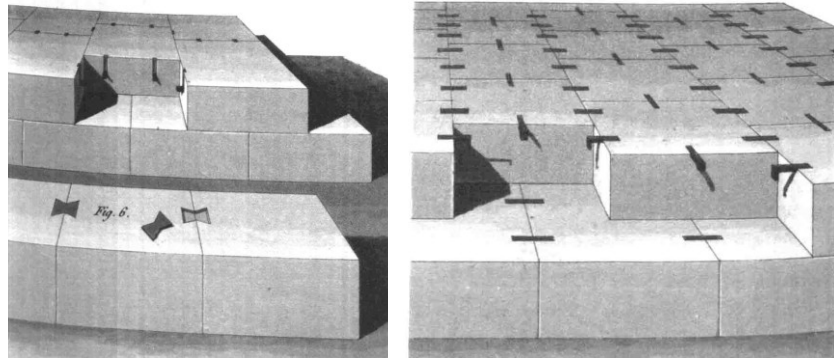


Figura 2.15 TAVOLA XIV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Dell'apparecchio e della stabilità delle pietre; le figure mostra la Perfezione della posatura presso gli antichi, nelle opere di pietre di taglio di piccola o mediocre dimensione, senza calcina e con l'ausilio di perni o ramponi di bronzo o di ferro impiombati e di chiavi di legno tagliate a coda di rondine (Rondelet, 1832).

Leggiamo le parole del Cavaliere:

*<<Per la maggiore stabilità delle grandi costruzioni in pietra da taglio, sieno a secco, sieno a bagno di malta, giova che i conci sieno artificiosamente collegati in guisa che l'uno non possa disgiungersi dagli altri se non ruina l'intera mole del muro. Due sono le maniere d'allacciare insieme i conci: cioè i perni di metallo, e l'incassature scambievoli. Gli antichi si valsero or dell'uno, or dell'altro di cotesti espedienti. I perni di ferro o di bronzo sono posti alcuni orizzontalmente, e servono ad unire l'una con l'altre le pietre d'uno stesso cono; altri verticalmente, e producono il collegamento di ciascun concio con quelli del filare superiore e del filare inferiore, di cui esso trovasi a contatto. Ciascun perno è inserito metà nell'uno e metà nell'altro de'conci cui deve tener uniti, cioè ne'fori appositamente fatti in essi conci in corrispondenza l'uno dell'altro, normalmente alle due facce che debbono venire a vicendevole contatto.[...]*



*Nei maestosi muri in pietra da taglio dell'anfiteatro Flavio appariscono innumerabili vestigi di simili impemature in tutti quei deformi squarci pei quali l'avidità d'un vilissimo guadagno si è fatto strada ad estirpare i perni metallici dalle recondite loro sedi. Dicesi che gli antichi invece de'perni metallici ne abbiano adoperati talvolta anche di legni durissimi, e perfino d'ossa d'animali.*

*[...] vedesi l'ingegnoso artificio col quale vennero apparecchiate e disposte le pietre in alcuni muri del teatro di Marcello, acciocché fossero incassate l'une nell'altre, e formassero senza alcun soccorso di perni, un sistema indissolubile. Di tali muri sussistono tuttora alcuni avanzi fra le ruine di quel classico monumento. La faccia superiore, e così pure l'inferiore di ciaschedun concio, è divisa in quattro parti uguali da due linee ortogonali ai lati del rettangolo, condotte pel centro della figura. Due di queste parti opposte al vertice sono incavate ad angolo retto fino alla profondità di circa 0,054; le due altre sono piene. Alle parti piene della faccia superiore corrispondono le incavate della faccia inferiore. Coteste pietre disposte l'une sull'altre per la forma del loro apparecchio riescono tutte scambievolmente incassate e concatenate, scorgendosi manifestamente che ciascuna di esse tagliata e collocata come si dimostra nella figura, si viene ad immergere con due del corso superiore e con due altre del corso inferiore, con tale contrasto di parti che rende impossibile qualunque mossa della pietra, sia nel senso della lunghezza, sia in quello della grossezza del muro. Né ci dilungheremo ad addurre altre maniere con cui i conci potrebbero essere apparecchiati ad incassarsi gli uni negli altri nelle costruzioni ai pietre squadrate. Avvertiremo bensì che questo sistema d'incatenare i conci per via di risalti e d'incavi corrispondenti, che compenetrandosi debbano servir di ritegno ai conci medesimi quando sono in opera, rende più difficile l'apparecchio e il collocamento delle pietre; e se le parti salienti e rientranti non sono in perfetta corrispondenza, può accadere che in qualche punto le pietre non vengano a contatto e posino in falso, e quindi che quello stesso temperamento col quale s'intendeva a consolidare il sistema divenga insieme la causa d'inutile accrescimento di spesa e di viziosa costruzione.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 69-70)

Analoga testimonianza ci giunge dal Borgnis il quale però restituisce alcuni preziosi dettagli: introduce il tema delle pietre disposte di testa atte a dare monoliticità trasversale al pannello murario e rimarca come l'ingranamento per forma risulti fondamentale in caso di strutture soggette ad << urti e scosse regolari >>.

<<[...] Nella costruzione de' muri di pietra viva si deve avere cura di prevenire le separazione che potrebbe avere luogo nell'interno del muro, se le pietre non fossero

2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI:  
dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

*convenevolmente collegate; a questo fine soglionsi disporre le pietre contigue alternativamente le une nel senso della lunghezza, le altre nel secondo la larghezza. [...] In alcune costruzioni soggette ad urti e scosse regolari, gli antichi usavano alcune volte d'intagliare le faccie interne conbaciandosi delle pietre vive, in modo che si concatenassero scambievolmente anche senza il sussidio ne' degli arpioni ne' de' perni, ne' pur anche de' cementi.[...] In tal modo le prominenze di tutte le pietre d'uno strato s' introducono nelle cavità degli strati sovrapposti e sottoposti.>>*

(G.A.Borgnis, libro II, p 194-5)

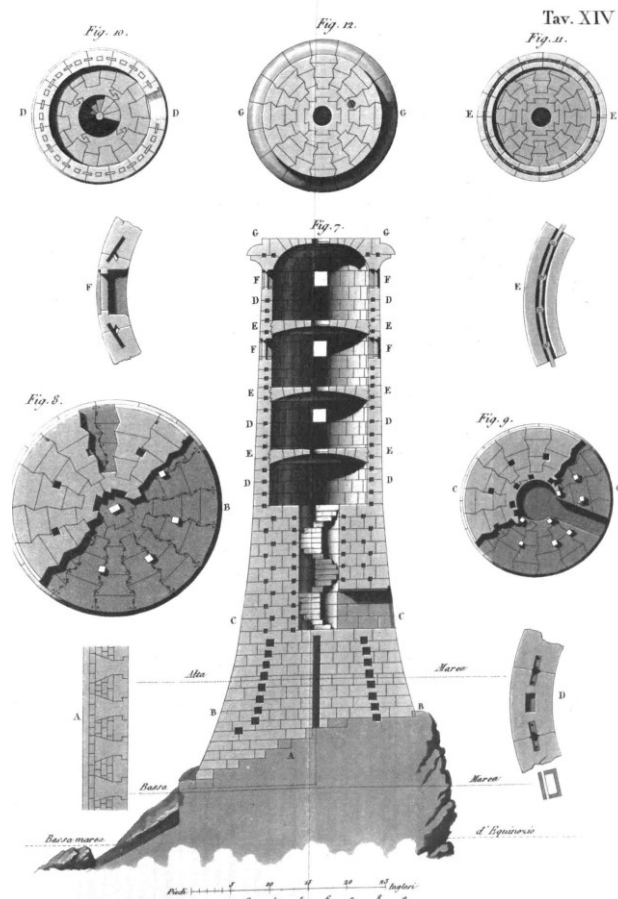


Figura 2.16 TAVOLA XIV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Dell'apparecchio e della stabilità delle pietre; le figure mostra Metodo per l'apparecchio dei massicci e dei rivestimenti in pietre di taglio consistente nel dare un'inclinazione verso il centro ai letti delle corsie, nell'esempio del Faro di Edistone, eseguito da Smeaton (Rondelet, 1832).

Il Milizia, ancor prima del Borghini tratta esplicitamente la questione delle pietre disposte lungo lo spessore del muro; infatti, egli denomina chiaramente questi conci: *diatoni* e ne palesa la funzione meccanica <<serve a legare nello stesso tempo le due fronti col mezzo>>.

<<L'opera massiccia è composta in tutta la sua lunghezza di pietre spianate, connesse tra loro con arte, e legate colle fronti per mezzo di reciproche morse. Queste morse, che tanto contribuiscono alla solidità de' muri, si chiamano frontati, e sono di due specie, semplici, e diatoni. Il semplice è quella pietra, ch'essendo più lunga delle ordinarie, basta a collegare la fronte esterna o interna col muto di mezzo. Il diatono ha lunghezza uguale alla larghezza di tutto il muro, e serve a legare nello stesso tempo le sue fronti col mezzo.>>

(F. Milizia, libro III, p 145)

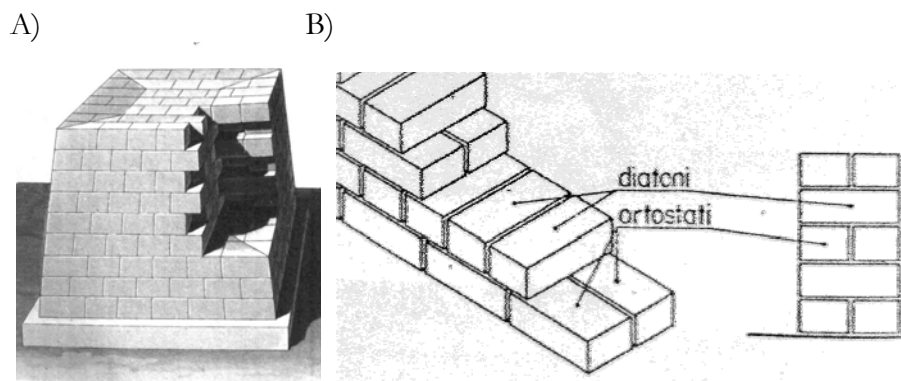


Figura 2.17 A) TAVOLA XIV – Tomo II, Prima parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Dell'apparecchio e della stabilità delle pietre; le figure mostra Metodo per l'apparecchio dei massicci e dei rivestimenti in pietra di taglio, sull'esempio osservato nella costruzione della piramide di Dahchour (Menfi) (Rondelet, 1832); B) Individuazione dei conci lapidei disposti di fascia e di testa e relativa nomenclatura (Giuffrè, 1991).

Appurati, quindi, i precetti elementari ai quali attenersi per l'edificazione di solidi pannelli in pietra viva, che altro non sono che l'esplicitazione della regola dell'arte muraria nella sua accezione più alta, andremo ad esaminare nel dettaglio le diverse tipologie murarie che la trattatistica ci offre.

### 2.1.1 L'opera Isodoma e Pseudoisodoma: la Pietra Concia

L'opus quadratum, per i romani, l'opera isodoma o pseudoisodoma per i greci, è fra le tecniche costruttive più antiche che l'uomo abbia inventato. Perfetta, modello insuperato nei secoli, è caratterizzata da blocchi in pietra perfettamente squadri, tagliati in blocchi parallelepipedi ed ordinati in filari con un'alternanza di elementi disposti di testa e di fascia detti rispettivamente diatoni ed ortostati (Figura 2.17). L'apparecchio murario così organizzato, con conci posati in opera a bagno di malta oppure a secco, con giunti rigorosamente sfalsati, e presenza o meno di grappe metalliche o arpioni, nonché intagli ed incastri (Figura 2.18) atti a darne ingranamento verticale ed orizzontale, possono garantire la massima solidità strutturale, e risultano differenziabili in due varianti principali: con filari *regolari* o *irregolari*; come già premesso.

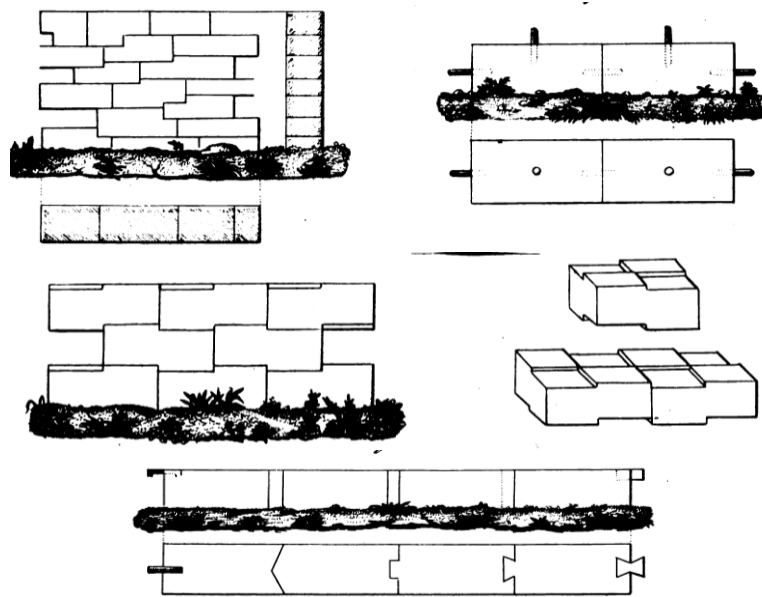


Figura 2.18 FIGURE – Libro III, Trattato del Cavalieri – San Bertolo (Op. Cit.)  
Inerente i modi di concatenare le pietre (Cavalieri, 1839).

Tuttavia, non è il caso di dilungarsi oltre; si riporti a seguire l'efficace descrizione operata dal Cavalieri in cui son perfettamente riassunti e tre modi fondamentali di apparecchiare le pietre conce, coerentemente con quanto precedentemente scritto dal Milizia per i muri regolari e la sostanziale disparità fra i due tipi in relazione al concatenamento degli elementi nella sezione trasversale, che risulta, nella seconda casistica,

priva di elementi posati in opera di testa a tutto spessore; tuttavia, ugualmente ingranati e collaboranti fra di essi.

*Opera Isodoma:* (Figura 2.9)

<<Esaminiamo ora in breve le varie maniere con cui possono esser disposti i massi quadrati nei muri di pietra da taglio di regolare struttura. [...] i Greci davano il nome isodomo, in cui i conci, essendo tutti perfettamente uguali, formano dei corsi, tutti della stessa altezza, ed ove la direzione di qualunque commessura verticale di due pietre d'uno stesso corso divide per metà una pietra dell'adiacente corso superiore o inferiore. Cotesta semplicissima e regolarissima disposizione è peraltro confacente al solo caso in cui le pietre abbiano una larghezza perfettamente uguale alla grossezza del muro, onde questo possa essere composto d'un solo ordine verticale o, come dicesi praticamente, d'una sola testa di conci.[...] la disposizione delle pietre di un muro di grossezza uguale alla lunghezza e doppia della larghezza di ciascuno dei conci tutti perfettamente uguali fra loro. I corsi sono tutti d'una stessa altezza, e le pietre di uno stesso corso presentano alternativamente all'esterno una faccia quadrata ed una rettangolare lunga il doppio, o sia un testa ed un fianco. Quelle che mostrano il fianco diconsi collocate in grossezza, e di quelle che presentano la testa si suol dire che sono poste in chiave.>>

La disposizione (ultima)[...] non differisce dalla precedente, se non perché le pietre sono poste alternativamente tutte in grossezza in un corso, e tutte in chiave nel corso attiguo, sia superiore sia inferiore. >>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 66-67)

*L'Opera Pseudoisodoma:* (Figura 2.10)

<<[...]si osserva un'altra disposizione in cui i parallelepipedi sono di due diverse grandezze. I più grossi hanno una larghezza uguale alla metà della grossezza del muro, e la lunghezza doppia della larghezza; i più piccoli hanno ciascuna dimensione uguale a due terzi della dimensione corrispondente delle pietre più grandi, in modo che la larghezza d'una pietra minore è uguale alla terza parte della grossezza del muro. I corsi sono alternativamente composti uno di pietre maggiore, ed uno di pietre minori. La diversa grossezza delle pietre produce in questo sistema il necessario concatenamento, quantunque niuna delle pietre sia collocata in chiave. Di tale disposizione che i Greci chiamano pseudoisodomo, si offre un bell'esempio a Roma nella facciata del palazzo già Cafarelli a S. Andrea della Valle, opera dell'immortale Raffael d'Urbino.[...] si mostra una disposizione imperfettamente regolare, quella cioè in cui l'altezza delle pietre è uniforme in uno stesso corso, ma i vari corsi sono diversamente alti l'uno dall'altro. La sezione verticale e trasversale del muro, delineate

2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI:  
dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

---

*accanto e sotto il disegno del prospetto esteriore, danno a divedere qualche vacuo interno, procedente dall'irregolari o disuguali larghezze delle pietre; difetto che si corregge con colmare quel vuoto con iscaglie di pietra murata in malta ordinaria.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 67)

## 2.2 DALL'OPERA INCERTA ED IN PIETRA GREZZA AI MURI MISTI

Fatta eccezione quindi per l'opera Isodoma, modello perfetto al quale tendere ed ispirarsi, e l'opera pseudo isodoma, le tecniche costruttive che verranno di seguito elencate e descritte si riferiscono sempre a tipologie murarie realizzate in pietra da taglio che però si allontanano da essi per fattura ed accuratezza nella posa in opera degli elementi lapidei. Infatti, dall'opera incerta fino all'opera mista assisteremo ad una declinazione delle tecniche verso un'edilizia più economica e popolare a carattere minuto e per questo, sovente gli elementi lapidei risultano, non soggetti a lavorazioni di taglio e murati *<<con molta copiosa malta, affinché questa riempia tutti gli smacchi delle pietre e le tenga unite>>*.

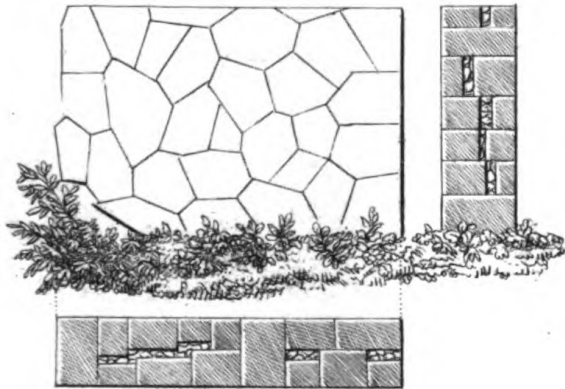
### 2.2.1 L'Opera Incerta ed in pietra rozza

L'opera incerta (Figura 2.19) sfrutta come principio di base l'ingranamento per forma fra gli elementi lapidei che si combaciano perfettamente. Ogni pietra risulta perfettamente corrispondente, pur nella sua irregolarità, alla medesima posta in adiacenza ad essa; per questo, sono murature capaci di mostrare un'efficienza meccanica paragonabile al modello irraggiungibile dell'Opus Quadratum. Infatti, l'aderenza fra pezzi scelti garantisce la continuità di contatto e quindi un deflusso regolare delle tensioni in fondazione senza concentrazioni incontrollate delle stesse. Il Palladio diede testimonianza di apprezzamento ed esaltazione di questa tecnica edificatoria proprio per l'economicità e la solidità della stessa.

*<< I muri d'opera incerta, dei quali si dà un esempio nella Figura 2.19, sono composti di massi irregolari e disuguali senza altro apparecchio che quello di appianarne le facce, disponendoli studiosamente a modo che le individuali forme di*

*ciascun masso corrispondono a quelle de' massi che lo circondano, così che ni un vano o interruzione rimanga nella struttura, e segnatamente nelle fronti de' muri. Tutta l'arte della costruzione de' muri d'opera incerta consiste nel combinare arvedutamente le pietre, a norma della più esatta corrispondenza scambievolmente delle loro facce, a fine di conseguire quella continuità e quel legame, che sono l'essenziale condizione della stabilità e della perfezione di tali muri. Afferma il Palladio che gli antichi adoperavano a tal effetto una specie di squadra di piombo, che poteva allargarsi e restringersi secondo il bisogno, per mezzo della quale diveniva facile di confrontare gli angoli e i lati de' vari massi, a fine di poterli disporre nell'ordine più confacente alla condizione poc'anzi espressa. Nell'architettura moderna la struttura d'opera incerta è andata onninamente in disuso.>>*

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 71)



**Figura 2.19 FIGURA – Libro III, Trattato del Cavalieri – San Bertolo (Op. Cit.)**  
Inerente l'organizzazione di un apparecchio murario organizzato in opera incerta (Cavalieri, 1839).

I muri in pietrame, nell'edilizia ordinaria, sfruttano elementi lapidei di piccola pezzatura, informi ed organizzati, il più possibile, in strati orizzontali irregolari, eretti contemporaneamente per tutta la lunghezza e lo spessore, procedendo in elevato in un'unica soluzione di continuità; in modo da assicurarne assestamento e costipazione omogenea in tutte le sue parti. Infatti, la così detta <<battitura>> suggerita dal Milizia, una buona coesione ed aderenza delle malte, nelle fasi di allettamento e ritiro, l'apposizione di scaglie e scapoli atti a correggere i difetti di forma dovuti all'irregolarità del pietrame in opera, se sapientemente disposti, posso compensare, in una certa qual misura, il gap che separa questa tipologia costruttiva dai modelli appena esposti ed analizzati. (Figura 2.20)

Vediamo allora le parole del Cavalieri:

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

<<I muri ordinari di pietrame, chiamati anche muri di sassi, sono formati di frantumi di pietra affatto grezzi ed informi. Questa sorta di struttura non comporta una disposizione a conci regolari, atteso la disuguaglianza della forma e della grandezza de'sassi. Importa tuttavia che il muramento si venga innalzando uniformemente a strati orizzontali, affinché i sassi in ciascuno strato possano essere studiosamente aggiustati, talmente che compongano un sistema stretto e concatenato per la più acconcia combinazione delle varie loro forme e dimensioni; e acciocché l'assetto in tutte le parti sia gradatamente contemporaneo ed uniforme. Prima di por mano alla costruzione di uno strato di muratura deesi nettare, se bisogna, la sommità dello strato inferiore dalla terra o da qualunque altra materia che vi si fosse raccolta; e quindi dopo d'averla innaffiata d'acqua vi si stende un suolo di malta, che forma il letto del nuovo strato da costruirsi. Si nettano i sassi, e s'inzuppano nell'acqua, affinché non abbiano ad assorbirne in opera in quella che è contenuta nella malta; poiché questa, inaridendo intempestivamente, non fa così buona presa in se e con le pietre come quando si ascinga e si assolda lentamente, sia per la semplice evaporazione, sia per qualche chimica mutazione di stato dell'acqua e per qualche nuova combinazione de'suoi principii costitutivi con le sostanze di cui è formato l'impasto. I sassi bagnati si dispongono accuratamente gli uni presso li altri, riempiendo i vani, prodotti dalle loro irregolarità, di minute scaglie o di copiosa malta, e battendoli ad uno ad uno con la martellina, sicché giungano a porsi nel più solido assetto.>>

(N. Cavalieri San-Bertolo, libro III, Capo VI, pag 72)



Figura 2.20 Foto pannelli murari centri storici minori – L'Aquila – Muratura in Pietra Grezza.



### 2.2.2 De' muri misti

L'ultima tecnica costruttiva che andiamo velocemente ad esaminare affonda le sue radici nell'età Augustea, giunti all'apice dell'impero i romani spinti dall'esigenza di produrre con ritmi sempre più incalzanti con un rapporto ottimale costi-benefici, iniziano la corsa alla produzione in serie di elementi maneggevoli, facili da posare in opera, regolari e standardizzati, scevri da difetti, affini con le malte, ridotti al minimo nel loro impiego: i mattoni. Nel progredire del tempo si è assistito ad una graduale trasformazione dai muri massicci in pietra viva ai muri misti, nonché ai medesimi <<imbottiti>> fin'anche ai muri interamente realizzati in laterizi.

#### 2.2.2.1 I Muri Listati

L'impiego di materiali fittili, nell'ambito dei muri in pietra grezza, già introdotto attraverso il tema della rinzeppatura, è pratica comune ad ampio raggio; i muri in pietrame livellati saltuariamente con filari in mattoni pieni, generalmente sogliono indicarsi con l'appellativo di *muri listati* (Figura 2.21).



Figura 2.21 Foto pannelli murari centri storici minori – Reggio Calabria – Muratura Mista Listata, si notino la presenza di elementi di chiusura d'angolo e di stipite a definizione del maschio murario e la livellazione e formazione delle bancate attraverso filari in mattoni pieni.

Questa tipologia è molto diffusa in tutto il territorio italico, proprio per la presenza di listature poste ad intervalli regolari, risultano meccanicamente più efficienti e meglio organizzate nel loro complesso, con particolare riferimento alle facciate, o ad interi elevati murari, i maschi murari risulteranno meglio definiti inquadrati fra le aperture e

chiusi da elementi in laterizio di stipite o d'angolo (Figura 2.21). I muri listati saranno oggetto approfondito di questa tesi, i cui casi studi ricado proprio in questa casista; tuttavia, questi verranno descritti in apposita sezione in chiusura a codesto Capitolo.

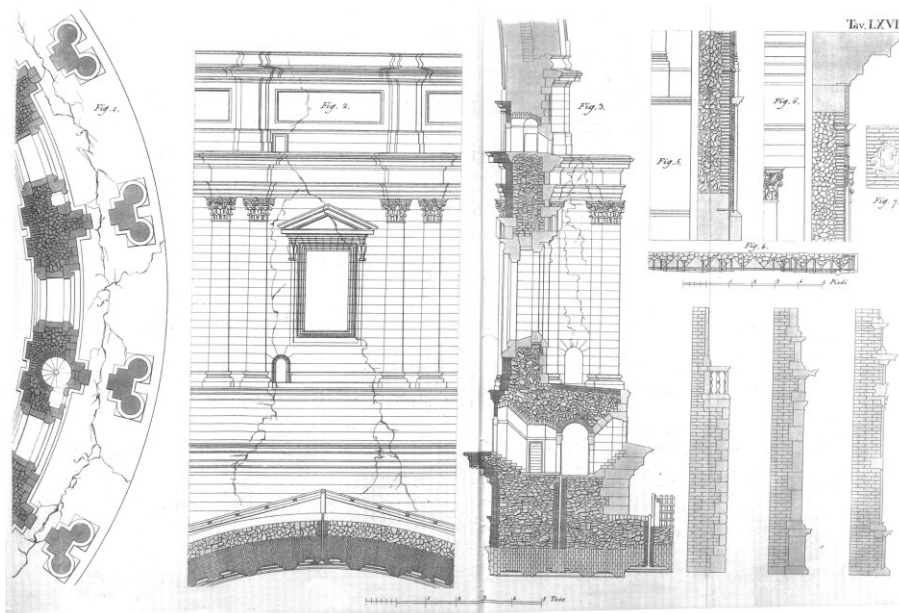
Tuttavia, la tipologia sopra esposta può, altresì, essere differenziata in tipi diversi, in base alla natura interna dell'elemento murario trattato: *massiccio* oppure formato da due *cortine esterne* che racchiudono un *nucleo interno* meglio noto come *sacco o emplecton* (Figura 2.22). I due paramenti esterni a loro volta possono essere, a loro volta, distinti in base al materiale adoperato, alla pezzatura dello stesso ed al taglio e disposizione in ammorsamento o meno al nucleo. Prima di addentrarci però nell'argomentazione dei <<muri imbottiti>>, vediamo in breve la Trattatistica cosa ci riporta:

*<<Muri misti in cotesta significazione sono quelli i quali indipendentemente da quegli accidentali cangiamenti che sono richiesti dagli speciali uffici d'alcune parti, ovvero derivano da un piano ragionato di caratteristiche forme esteriori, offrono in tutta la loro estensione una combinazione costante di varie specie di struttura. Ne' muri misti le varie strutture si avvicendano con un cert'ordine, il che può succedere in due modi. Possono primieramente le diverse strutture alternarsi l'una sull'altra a strati orizzontali; nel qual caso estrinsecamente le fronti de' muri appariscono listate longitudinalmente, a meno che non vengano ricoperte da un intonaco. Ed in secondo luogo possono i cangiamenti di struttura accadere nella grossezza del muro, senza che ne apparisca segno all'esterno; quando cioè dietro una ovvero fra due spoglie o fodere esteriori di qualsivoglia struttura regolare e innalzato un corpo di muramento di struttura diversa, che costituisce la parte più massiccia ovvero il nucleo della muraglia. Nel primo caso i muri possono chiamarsi listati; e nel secondo foderati, ovvero anche imbottiti, quando un nucleo di struttura qualunque sia contenuto fra due spoglie o fodere d'opera regolare.*

*Gli antichi monumenti ci offrono varii esempi di muri listati. Le muraglie del circo di Caracalla, presso l'antica via Appia, sono composte a filari alternativi, uno di mattoni, ed uno di tufo in conci squadrati. I muri d'alloggiamento de' soldati a Pompei sono pure costrutti alternativamente di tre corsi di mattoni e di un filare di pietra squadrata. I moderni costruiscono talvolta de' muri listati, col solo fine d'alternare alla struttura in pietrame dei corsi d'opera regolare laterizia, ovvero in pietra squadrata, acciocché ne risulti un sistema più unito e più stabile che non potrebbe sperarsi dall'irregolarità d'una composizione tutta uniforme di semplice pietrame.*

*I muri imbottiti hanno ordinariamente il nucleo, che i Greci chiamavano emplecton, di pietrame o di cementi, rivestito d'ambe le parti, o da una soltanto, con una spoglia, o*

*di pietre naturali, tagliate e disposte regolarmente, ovvero di struttura laterizia. [...]un muro misto di questo genere, il quale ha il nucleo di struttura cementizia, ovvero in pietrame, e la spoglia o sia il paramento in pietre squadrate. Dal lato sinistro la sezione e la pianta rappresentano un muro foderato e di fuori e di dentro, vale a dire di quelli che propriamente diconsi imbottiti; e dal lato destro vedesi in sezione ed in pianta un muro foderato soltanto da una parte.[...] una muraglia imbottita, che ha la spoglia esterna in pietre squadrate, e l'interna in mattoni. Tale è la struttura della maggior parte dei muri della basilica di san Pietro.>> (Figura 2.22)*



**Figura 2.22 TAVOLA LXVI – Tomo II, Seconda parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.)** Intitolata: Murazione di pietrame con rivestimenti di mattoni e pietre di taglio nell'elevazione e nelle sottobasi del tamburo della cupola di S. Pietro, a Roma.; le immagini riportate riguardano rispettivamente: Figure 1, 2 e 3 - Pianta, alzato esterno e sezione di una parte del muro del tamburo della cupola, con dimostrazione degli accidenti occorsi alla costruzione a causa degli ineguali assetti interni Figure da 4 a 7 - Pianta, alzato e prospetto delle diverse specie di costruzione adottate e dell'apparecchio del rivestimento, relativamente a zone particolari dell'elevazione Figure A, B, C - Forme e disposizioni dei rivestimenti in pietra di taglio e in marmo per le opere in muratura di mattoni, secondo quanto proposto da Sebastiano Serlio (Regole generali di architettura, Libro IV, Cap. IX). (Rondelet, 1832)

## 2. ASPETTI MORFOLOGICO-COSTRUTTIVI DEI MASSI MANUFATTI: dall'opera isodoma ai muri in pietra rozza

*Questi muri misti composti di varie falde verticali di strutture diverse, aderenti l'une all'altre, vogliono essere costrutti con particolari cautele, affinché per la sconnessione degli strati componenti non abbiano presto o tardi a sconciarsi. Importa primieramente che le spoglie esteriori sieno continuamente immorsate al nucleo, o sia al ripieno intercluso: il che si ottiene disponendo le pietre squadrate, e così pure i mattoni, in guisa che in ciaschedun corso i conci ed i mattoni sieno collocati alternativamente uno in grossezza ed uno in chiave [...] E per ottenere un maggior concatenamento giova di stabilire di tanto in tanto per traverso lunghe pietre che, trapassando dall'una all'altra fronte del muro, a guisa di chiavi o di fibbie riuniscano saldamente le varie parti del sistema. Nei muri imbottiti di molta grossezza ponevano gli antichi a forma di fibbie delle spranghe abbrossite di legno d'ulivo che, trapassando la muraglia da parte a parte, ne tenevano collegati i due paramenti, ed impedivano il distacco di questi dal nucleo interno. Il muramento interiore dev'essere di mano in mano costruito e battuto in proporzione che s'innalzano i paramenti; il che fu già avvertito in addietro, ove si disse de' muri cementizi>>*

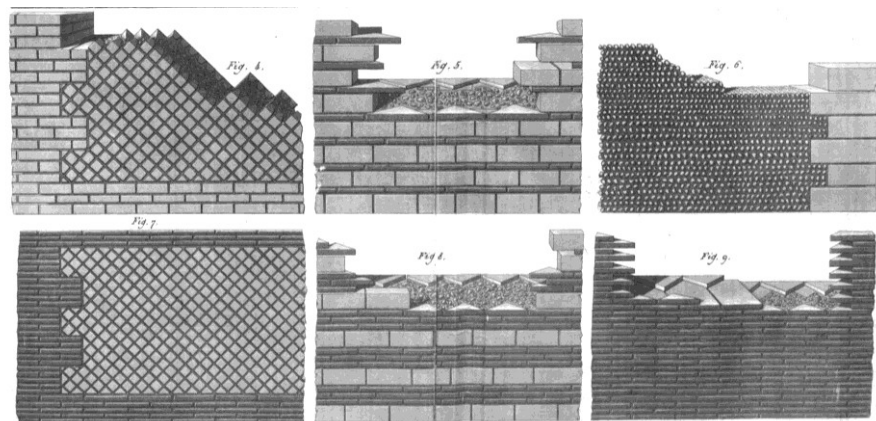


Figura 2.23 TAVOLA LXI – Tomo II, Seconda parte del Trattato del Rondelet (Op. Cit.) Intitolata: Diverse specie di murazioni secondo Vitruvio (De architectura, Libro II, Cap. VIII); le immagini riportate riguardano rispettivamente: Opus reticulatum, o pietre a facce quadrate messe assieme in forma di rete, con riempimento intermedio di pietrame; Muratura variata o mista, con parte interna di pietrame e pareti formate alternativamente con un rango di pietre di tufo squadrate e con uno o tre di mattoni triangolari; Isodomum, pseudoisodomum e di altri generi di strutture composte di pietre diversamente lavorate, di diverse forme e misure e variamente disposte, associate a ranghi di mattoni e con riempimento intermedio di pietrame. (Rondelet, 1832)

## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 2

- Adam J. P. (2008) *9th ed. L'Arte di costruire presso i romani. Materiali e tecniche*. Longanesi
- Borignis G.A. (1842). *Elementi di Statica Architettonica*, Milano: Truffi Gaspare.
- Cavalieri – San Bertolo N. (1839) *Istituzioni di architettura statica e idraulica*, Volume Primo. Firenze: Batelli.
- Ceradini V., A Cura Di, (2004) *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione degli insediamenti storici dell'Area Greca*. Gangemi: Roma.
- Chaix J. (1890). *Traité de la coupe des pierres. La stéréotomie*. Paris: H. Chairgrasse fils.
- Giuffrè A. (1991). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.
- Migliari R. (2009). *Geometria Descrittiva*. Volume II. Novara: Citta Studi edizione. <http://www.academia.edu/>
- Milizia F. (1785). *Principi di Architettura Civile*. Tomo III. Bassano: a spese Remondini di Venezia.
- Pollione M.V.(1990). *De Architettura*. Pordenone: Edizioni Studio Tesi.
- Rondelet G. (1832). *Prima Traduzione Italiana 6<sup>th</sup> ed. originale. Trattato Teorico e pratico dell'arte di edificare*. Mantova: a spese della società editrice [Fratelli Negretti] coi tipi di L. Caranenti, 1832-1835. <http://risorseelettroniche.biblio.polimi.it>
- Vicat J. L. (1818) *Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les betons, e les mortiers ordinaires*. Paris.

## **II. COMPORTAMENTO MECCANICO E METODOLOGIE DI ANALISI**

---

### **PARTE SECONDA**



### 3 LA QUALITA' MECCANICA DELLE MURATURE ed i meccanismi locali di collasso

La seconda parte è dedicata alla meccanica delle murature in pietra grezza ed ai metodi di analisi, possibili, fra i molteplici disponibili in letteratura. Tuttavia, proprio per la vastità delle informazioni presenti si riporta nota solo dei concetti funzionali all'argomento in analisi.

Premesso ciò si illustrano di seguito le caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti le murature in pietra grezza, partendo dall'assunto che questi sono tutti elementi lapidei di pezzatura diversa; proprio in funzione di questo aspetto, si andranno a classificare e differenziare.

#### 3.1 LA MECCANICA DELLA MURATURA IN PIETRA GREZZA

Prima di trattare la meccanica che governa le murature in pietra grezza è necessario introdurre, se pur brevemente, la meccanica dell'opus quadratum come modello di riferimento, da cui questa categoria specifica muove assumendo connotati tecnico-costruttivi propri, come più volte sottolineato nei Capitoli precedenti.

Anteposte le caratteristiche costruttive dell'opus quadratum, un'alternanza di elementi disposti di fascia e di testa quali diatoni ed ortostati, si vuole evidenziare come ai primi sia deputato il compito di conferire monolicità trasversale. Ciò vale a dire che il contributo offerto da questi elementi è quello di mantenere il comportamento monolitico della muratura sollecitata fuori dal piano sfruttando l'intera massa del muro in opposizione alla azione ribaltante (vedi Figura 3.1).

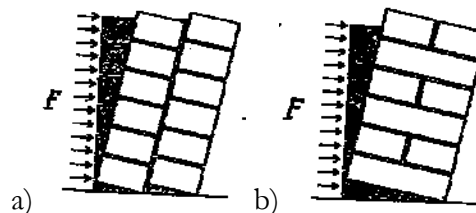
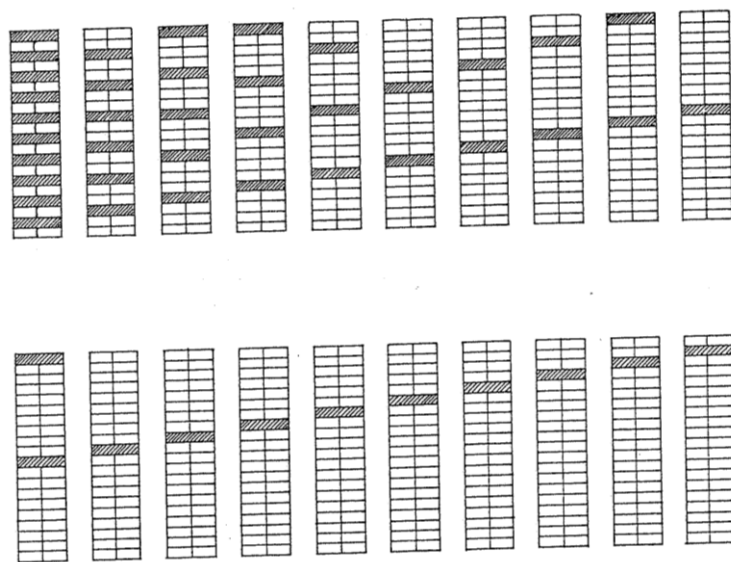


Figura 3.1 a) meccanicismo di ribaltamento fuori dal piano in assenza di diatoni; b) cinematicismo in presenza di collegamenti trasversale. (Ceradini, 1992)



In Figura 3.1 si evidenzia la risposta fuori dal piano relativa ad un muro formato da soli ortostati rispetto ad un pannello realizzato da diatoni ed ortostati correttamente disposti ed organizzati. Ponendo queste due condizioni come limite fra le molteplici rilevabili per apparecchiature di caratteristiche intermedie che possono presentare configurazioni degli elementi lapidei disposti lungo la sezione trasversale differenti (Figura 3.2), è possibile ritenere l'elemento pannello impossibilitato a sfruttare tutta la sua sezione geometrica in opposizione alla forza sollecitante, che nel caso A risulterà addirittura dimezzata.



**Figura 3.2: Differenti tipologie di sezioni trasversali per pannelli murari che presentano un numero di elementi disposti di testa via via sempre minore ed eterogeneamente disposti. (Ceradini, 1992)**

Gli ortostati, invece, sono responsabili della diffusione dei carichi agenti nel piano delle murature e governano, di conseguenza, la pseudo resistenza a trazione lungo le fasce (Figura 3.3) in caso di sollecitazioni di tipo orizzontale dirette nel piano principale che le individua. Ciò vale a dire che i singoli elementi costituenti di una qualsiasi tipologia muraria, regolare, sono generalizzabili come elementi pluriconnessi e vincolati isostaticamente fra di essi, capaci di sostenere se stessi e solo i carichi direttamente agenti sulla loro superficie; pertanto, la trasmissione degli sforzi avviene soltanto per contatto e quindi le dimensioni caratteristiche

che ne caratterizzano, per l'appunto, la capacità di diffusione dei carichi rende questi elementi veicolo primario per le sollecitazioni.

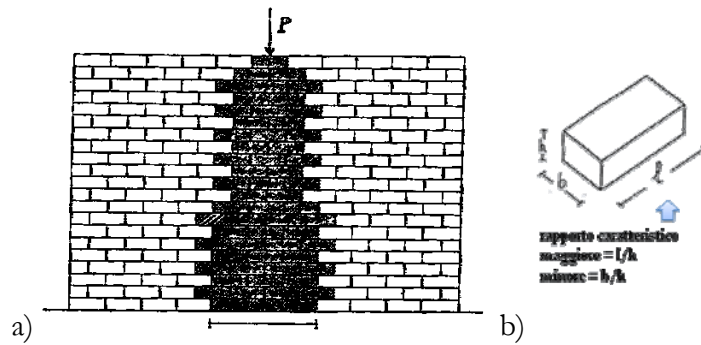


Figura 3.3: Diffusione dei carichi, schema. (Ceradini, 1992)

Il concetto di pseudo resistenza a trazione (Figura 3.4), introdotto da Ceradini e Giuffrè negli anni '90, sottolinea l'inadeguatezza della condizione di materiale monolatero attribuita in letteratura alle murature storiche.

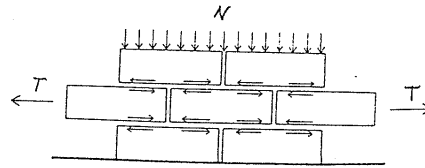


Figura 3.4: resistenza a trazione in relazione alla capacità all'interfaccia fra gli elementi di sviluppare attrito, schematizzazione. (Ceradini, 1992)

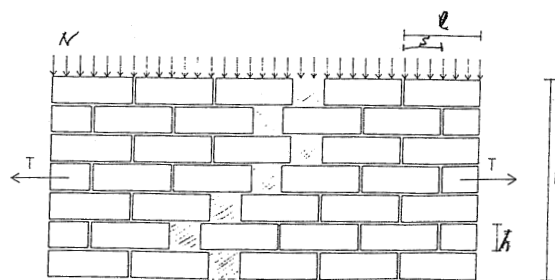


Figura 3.5: pseudoresistenza a trazione, schematizzazione stato fessurativo a cui questa forza si oppone. (Ceradini, 1992)

Infatti, questa sorta di “resistenza nel piano” delle murature alle azioni esterne che tendono a separare i blocchi, impedendo così la diffusione dei carichi, realizzando uno stato fessurativo fra le parti (Figura 3.5), è data dall'attrito che si sviluppa fra le due superfici che tendono a scorrere le une sulle altre.

Chiarito quindi, come assunto di base, il ruolo meccanico degli elementi costituenti un pannello murario interamente realizzato secondo i dettami della buona regola dell'arte muraria, si vadano ad individuare i principali elementi costituenti le murature in pietra grezza. Questi possono essere agevolmente differenziati in base alla dimensione dei blocchi lapidei considerati; pertanto, analogamente a quanto già sviluppato dal Ceradini, se ne propone di seguito una possibile classificazione:

- ❖ *Diatoni o semidiatoni* (elementi disposti di punta)
- ❖ *Ortostati* (elementi disposti di fascia)
- ❖ *Scapoli* (ripianatori, nel tentativo di dare orizzontalità ai filari nell'ambito delle bancate)
- ❖ *Scaglie* (separatori, posti lungo le commessure verticali atti a dare contatto nell'ambito del medesimo filare)
- ❖ *Brecce* (piccoli elementi a zeppa interposti fra scapoli, scaglie, e pietrame)
- ❖ *Sabbia* (in base alla composizione delle malte ad inerte grossolano o fine)

Nota: La presenza di *listature* e/o corsi regolari atti a definire le bancate ed irrobustire la muratura è relazionata alla specifica tipologia eventualmente presa in esame e va considerata come un elemento migliorativo della rigidità complessiva del pannello murario.

Si esaminino singolarmente il ruolo di ogni elemento costituente:

#### ❖ *Diatoni o semidiatoni ed Ortostati*

La funzione svolta è la medesima rilevabile per l'opus quadratum; cioè conferire monoliticità trasversale (Figura 3.1-2) e verticale (Figura 3.3) al pannello murario, con particolare riferimento alle azioni di tipo

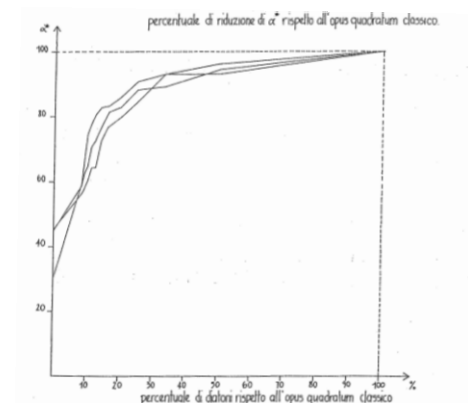
### 3. LA QUALITÀ MECCANICA DELLE MURATURE: i meccanismi locali di collasso

orizzontale. È evidente come le murature in pietra grezza, a causa della pezzatura ridotta degli elementi in opera, spesso non mostrano elementi di pezzatura adeguata a generare un efficace collegamento trasversale fra i paramenti; tuttavia, questi se presenti saranno partecipi in numero nettamente inferiore rispetto all'alternanza regolare evidenziata in Figura 3.1 e pertanto, strategicamente disposti secondo l'economia della fabbrica. Tuttavia, come osserva il Ceradini, a seguito di un'importante campagna sperimentale svolta sotto la guida del prof. Giuffrè, il numero di diatoni esibito dall'opus quadratum è eccedente rispetto a quanto strettamente necessario per assicurare la stabilità strutturale; in una sezione muraria a due o tre teste, la riduzione da un numero pari ad 8 fino ad 1 diatono comporta una riduzione della stabilità della parete del solo 20% (vedi Tabella 3.1).

**Tabella 3.1** Percentuali di riduzione del numero dei diatoni rispetto all'opus quadratum classico ed il corrispettivo valore di collasso.

$\frac{v}{\phi}$	riduzione % rispetto a $\alpha^*$ dell'op. $\square$ classico		
	16 elementi	20 elementi	12 elementi
0.500	0.962	0.949	0.939
0.333	0.937	0.893	0.929
0.250	0.908	0.887	0.848
0.200	0.858	0.831	0.800
0.167	0.832	0.815	0.770
0.143	0.828	0.770	0.730
0.125	0.803	0.725	0.645
0.100	0.787	0.707	0.645
0.111	0.745	0.646	0.596
0.091	0.649	0.633	0.579
0.083	0.586	0.589	0.559

↑  
Rapporto Diatoni su  
Ortostati



Quindi, nell'ottica di ottimizzare l'impiego di questi elementi senza modificare la solidità della fabbrica muraria è possibile ridurre notevolmente l'impiego degli stessi con enormi vantaggi di carattere economico tangibili. Si ricordi che il costo di un blocco in pietra di pezzatura sufficiente a coprire l'intero spessore strutturale incide fortemente sull'economia globale del cantiere. Ne conseguirà che le murature in pietra grezza, anche se apparentemente sprovviste di un numero sufficiente di diatoni (Figura 3.6), i pochi in opera sono in grado di assolvere in maniera sufficiente al ruolo meccanico a cui sono deputati.

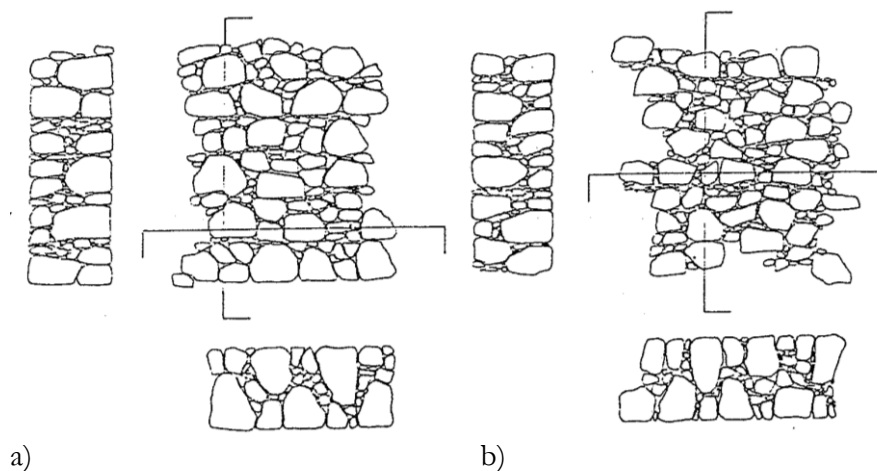


Figura 3.6 Sezioni trasversale e longitudinale ed elevato strutturale a confronto; a) tipologia muraria ascrivibile alla categoria dei muri in pietra grezza provvista di elementi di collegamento trasversale quali pseudodiatoni; b) tipologia muraria, sempre realizzata con pietrame grezzo, si evidenzia la presenza di un ingranamento fra le parti appena sufficiente.

### ❖ *Scapoli*

La funzione è quella di ripristinare il livello ad ogni filare a definizione di ogni bancata come vere e proprie listature. Quindi a questi elementi è demandata la funzione di mantenere l'orizzontalità dei ricorsi e limitare in altezza i maschi murari (Figura 3.7).

❖ Scaglie

La funzione è quella di evitare discontinuità qualora la muratura sia sollecitata flessionalmente fuori dal suo piano, consentendo quindi la trasmissione delle tensioni direttamente fra elementi di pezzatura maggiore, quali i diatoni o nel caso specifico i semidiatoni (Figura 3.7). Se la funzione fosse delegata alla sola malta, si avrebbero delle plasticizzazioni locali proprio per la differente resistenza del pietrame in confronto alle malte, se pur di ottima qualità.

Questi elementi si differenziano degli scapoli sostanzialmente per posizione e quindi funzione meccanica, tuttavia la dimensione è analoga.

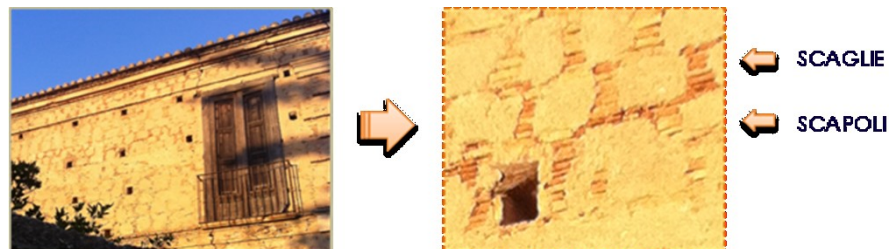


Figura 3.7 Elevato strutturale in pietra grezza si evidenziano scapoli e scaglie di natura fittile fra elementi lapidei di pezzatura maggiore.

❖ Brecce

Sono piccoli elementi a zeppa interposti fra scapoli, scaglie, e pietrame. La funzione è quella di andare a riempire i vuoti lasciati fra gli elementi di pezzatura maggiore, gli scapoli e le scaglie; hanno forma di cuneo e vengono distribuiti dalla malta ancora fluida. La malta, si configura come un distributore fluido d'inerti di contatto, quindi, non ha più le medesime funzioni meccanica a cui è chiamata ad assolvere per l'opus quadratum.

<<La muratura in pietra grezza, a differenza dell'opera in pietra conca, sfrutta ben poco l'effetto coesivo delle malte e si affida ad ingranamenti meccanici ed attrito generati fra le superfici irregolari dei suoi elementi costituenti. Pertanto, queste murature, in particolar modo, non possono essere considerate come un materiale perfettamente monolatero ed infinitamente resistente a compressione. >>

## 3.2 I MECCANISMI DI COLLASSO

Concluse quindi le fasi di analisi della qualità muraria finalizzata alla determinazione dei parametri meccanici di resistenza e di definizione del ruolo meccanico di ogni singolo elemento costitutivo, si vada a definire il comportamento sotto azioni sismiche, sia esso per meccanismi locali di collasso o globale di tipo scatolare, nel piano o fuori dal piano, finalizzato all'individuazione e modellazione del cinematismo di collasso desiderato.

Si è evidenziata, precedentemente, l'estrema importanza dei vincoli a livello microstrutturale fra i singoli elementi costituenti, i quali risultano connessi, essenzialmente, in modo da poter esercitare non soltanto un'azione di contratto (monolaterali) ma anche di resistenza a trazione (bilaterali). Lo sbilanciamento fra queste due capacità è all'origine di molte carenze evidenziabili nell'edilizia storica; tuttavia, una parete isolata, privata quindi, del contributo delle muri ad essa connessi ortogonalmente, può cinematizzarsi sotto un'azione di tipo orizzontale secondo meccanismi di ribaltamento *nel piano* o *fuori dal piano*.

### 3.2.1 LE SOLLECITAZIONI NEL PIANO: i meccanismi di secondo modo

Analizziamo per prima la risposta diretta complanarmente al piano principale che individua un pannello murario.

I principali meccanismi ipotizzabili sono quattro:

- ✓ Pressoflessione;
- ✓ Taglio per fessurazione diagonale;
- ✓ Taglio scorrimento;
- ✓ Ribaltamento rigido.

#### CRISI PER PRESSOFLESSIONE

La crisi per pressoflessione del pannello murario avviene quando si producono tensioni di compressione sullo spigolo inferiore della parete che eguagliano o superano la resistenza a compressione della muratura soggetta al fenomeno (Figura 3.8-9). È interessante rilevare come le

murature in pietra grezza possono risultare affette da una cedevolezza dei vcoli fra gli elementi costituenti per difetto di forma fra di essi; questo potrà dare luogo a piccoli scorrimenti all'interfaccia fra gli elementi, con conseguente sviluppo di attrito, e decoesioni delle malte, degradate e posate in opera eccedenti in quantità, con possibili plasticizzazioni locali delle stesse in quanto incapaci di costituire vincolo efficace alla compressione verticale. Risultano: riduzione della resistenza a compressione della muratura.

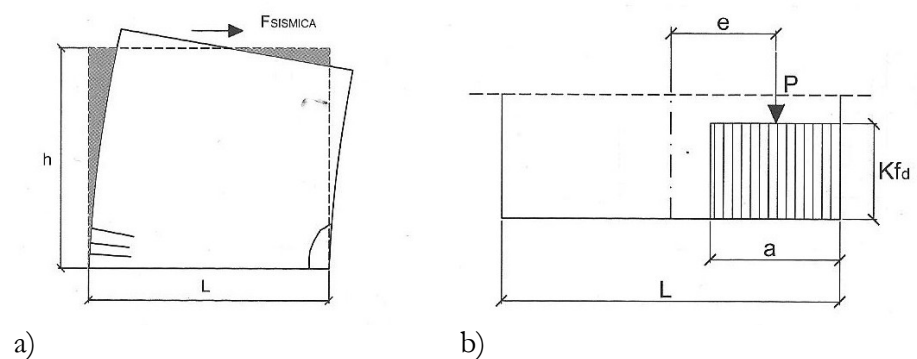


Figura 3.8: a) Schematizzazione crisi per pressoflessione pannello murario; b) Stato tensionale alla base del pannello in condizione di crisi per pressoflessione. (Cangi, 2010)

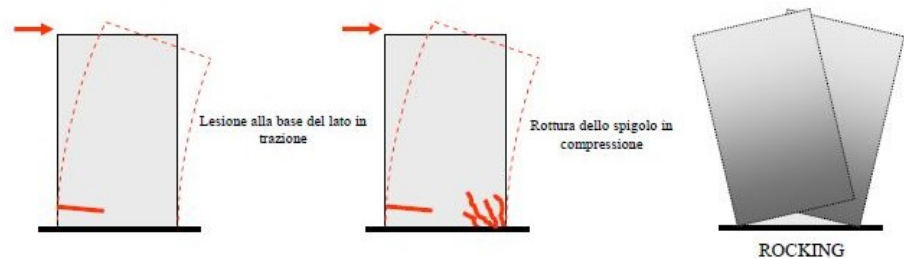


Figura 3.9: Schematizzazione crisi per pressoflessione pannello murario vari step (Lagomarsino, 2008).

L'espressione del momento ultimo contenuto in normativa (DM 2008 e relativa circolare n.617 del 2009) è data dalla formulazione seguente, ponendo per la tensione media di compressione alla base l'intera sezione:

$$\sigma_m = \frac{P}{tL} \quad \Rightarrow \quad M_U = \frac{\sigma_m L^2 t}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_m}{0,85 f_d} \right)$$



### CRISI PER FESSURAZIONE DIAGONALE

La sollecitazione di taglio agente su di una parete isolata può produrre delle tensioni di trazione orientate approssimativamente a  $45^\circ$  in posizione mediana al pannello; quando queste superano la resistenza a trazione nella muratura provocano il manifestarsi di uno stato fessurativo descritto da una lesione posta ortogonalmente alla tensione di trazione. In funzione dell'azione ciclica alternata, propria delle forze di tipo sismico, si rileva il manifestarsi di un quadro fessurativo identico ma diretto in senso opposto. L'aspetto finale del pannello in *crisi per taglio e fessurazione diagonale* sarà raffigurato da una lesione del tipo a croce di Sant'Andrea (vedi Figura 3.10-11).

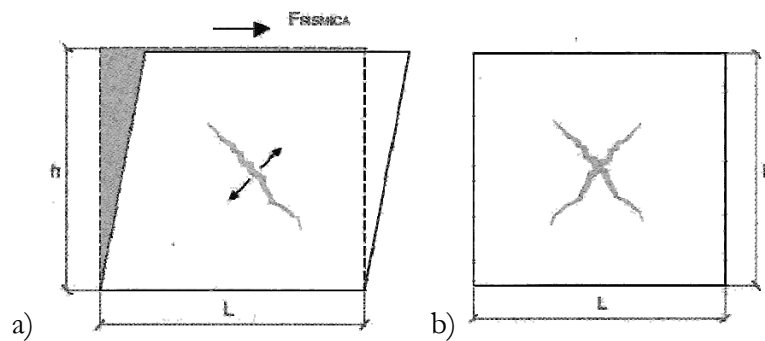


Figura 3.10: Crisi per fessurazione diagonale; a) Primo stadio fessurazione pannello; b) secondo stadio fessurazione del pannello in senso opposto, formazione della Croce di Sant'Andrea. (Cangi, 2010)

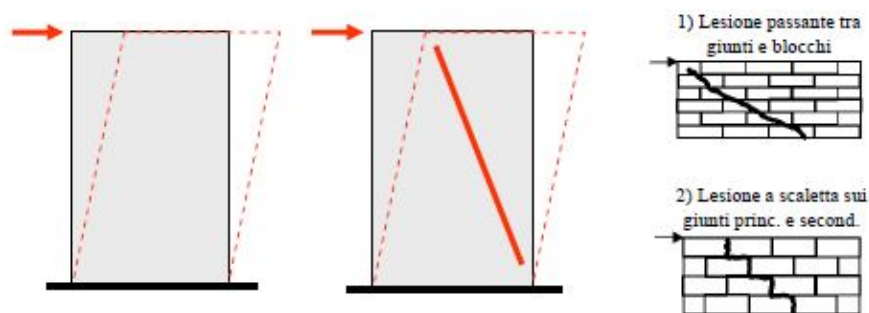


Figura 3.11: Crisi per fessurazione diagonale (Lagomarsino, 2008).

#### CRISI PER TAGLIO - SCORRIMENTO

La *crisi per taglio-scorrimento*, (Figura 3.12-13) invece, si ha quando, a causa dell'azione tagliente il pannello scorre lungo una superficie di rottura individuabile come la più debole.

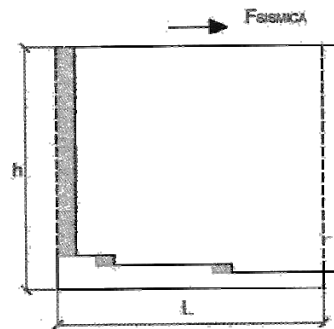


Figura 3.12: Crisi per taglio da scorrimento.

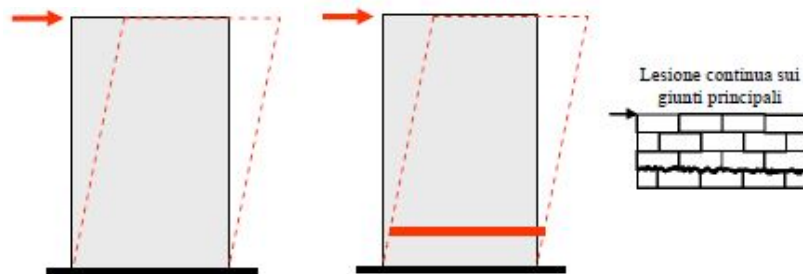


Figura 3.13: Schematizzazione crisi per taglio-scorrimento, vari step (Lagomarsino, 2008).

La resistenza nei confronti di tale tipo di meccanismo è dovuta all'attrito ed alla coesione secondo il criterio di Coulomb. Poiché questi due contributi, attrito e coesione, si possono esplicitare solo se sussiste contatto fra le parti in reciproco movimento, nasce il problema di dover conoscere qual è la parte compressa della superficie di scorrimento. Infatti, nella parte tesa di tale superficie non ci può essere scambio di forze e non verrà opposta alcuna resistenza al moto di scorrimento. Nell'ipotesi di una distribuzione lineare delle tensioni nella superficie di scorrimento, si ha che l'eccentricità risulta maggiore di  $L/6$ , condizione sufficiente per avere una parte di sezione tesa, altrimenti essa risulterebbe interamente compressa ed inferiore di  $L/2$  altrimenti la condizione per

non avere perdita di equilibrio dell'intero pannello non sarebbe soddisfatta (vedi Figura 3.14)

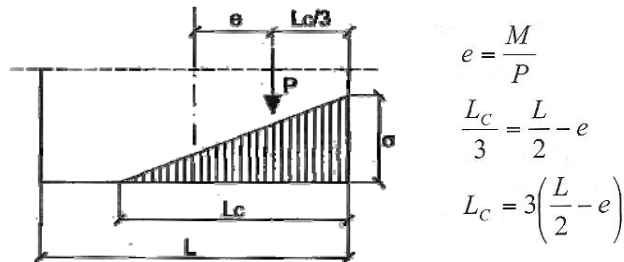


Figura 3.14: Distribuzione delle tensioni sulla superficie di scorrimento. (Cangi, 2010)

#### CRISI PER RIBALTAMENTO RIGIDO

La crisi per ribaltamento rigido (Figura 3.15) dell'intero pannello si ha quando si giunge al superamento della forza limite offerta dal pannello murario che si oppone con tutto il suo peso, viste le dimensioni geometriche dell'elemento considerato, in assenza di carico applicato in sommità, all'azione che tende a ribaltarlo nel piano principale che lo individua.

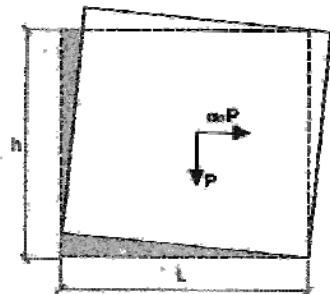


Figura 3.15: Crisi per ribaltamento rigido dell'intero pannello.

L'elemento, in tal modo, ruota rigidamente intorno al suo spigolo inferiore esterno, secondo una cerniera cilindrica che può altresì arretrare di una certa quantità per compressione dello spigolo esterno, vista la non infinita resistenza a compressione della muratura in analisi. Il momento resistente in tal caso è dato dalla seguente formulazione:

$$M_R = Lht\gamma\left(\frac{L}{2} - a\right)$$

Tuttavia, sempre Giuffrè e Ceradini, hanno evidenziato, a seguito di un'esaustiva campagna d'indagini, come il pannello pur comportandosi come un blocco rigido possa deviare da questo comportamento secondo tre configurazioni tipo riportate in Figura 3.16. Si evidenziano lesioni da sub-verticali fino a diagonali del tipo a  $45^\circ$ , con interessamento dell'intera pannellatura in analisi.

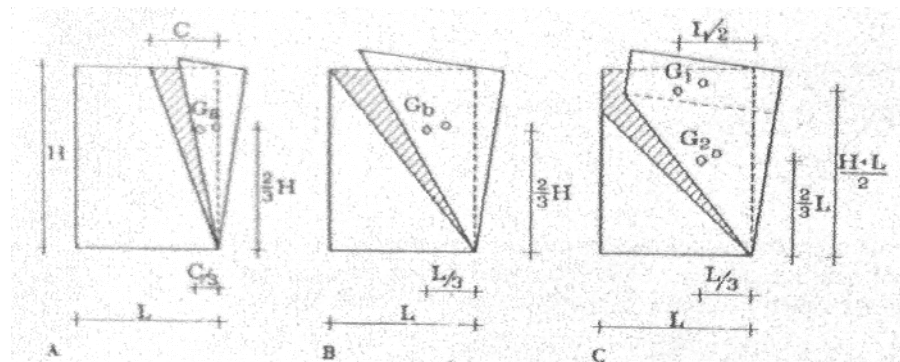


Figura 3.16: Meccanismi di collasso II modo individuati a seguito di campagna sperimentale (Giuffrè, 1993): A. lesione sub verticale; B. lesione con separazione triangolare secondo una diagonale che taglia dallo spigolo compresso a quello opposto in alto; C. lesione inclinata a  $45^\circ$ .

### 3.2.2 LE SOLLECITAZIONI FUORI DAL PIANO: i meccanismi di primo modo

I meccanismi fuori dal piano, detti anche a primo modo di collasso, sono i più rovinosi e per questo da ritenersi di primaria importanza ed oggetto approfondito di questa tesi di dottorato. Essi consistono essenzialmente in meccanismi rigidi di ribaltamento semplici dell'intero pannello sotto un'azione di tipo orizzontale diretta ortogonalmente al piano principali che li individua. Posto questo assunto alla base della trattazione dell'argomento in oggetto, è possibile riconoscere deviazioni dal caso rigido in relazione a molteplici fattori, che verranno bene estrinsecati nei seguenti capitoli.

In questa sezione, prima di passare alla trattazione dei Metodi di Analisi si vuole appena accennare alla legge che regola la risposta fuori dal piano secondo una curva forza-spostamento di tipo bilineare.

### 3.3 LA LEGGE FORZA SPOSTAMENTO DI UNA PARETE MONOLITICA

Il modello meccanico su cui ci si vuole soffermare è del tipo bilineare rigido degradante. Ponendo come antefatto la padronanza del modello bilineare che denota una risposta del tipo fragile, con incremento della resistenza fino al limite elastico, nonché sino al raggiungimento del picco massimo, con un comportamento post-picco di tipo degradante che si discosta dall'andamento lineare con abbattimento delle resistenze a zero; si vuole evidenziare come il materiale muratura, per quanto anzidetto, difficilmente potrà risultare perfettamente coeso in tutte le sue parti. Pertanto, la legge con cui si vorrà descrivere il comportamento di un pannello in pietra grezza sottoposto ad azioni di tipo ciclico, come osserva il Giuffrè, potrà essere ben descritte da un modello bilineare, che denota di partenza un tratto inclinato, come possibile elasticità iniziale del pannello, dovuta all'imperfetto monolitismo delle parti (vedi Figura 3.17). Tuttavia, questi concetti verranno meglio estrinsecati nella Parte Quarta a fronte della importante esperienza sperimentale a cui è dedicata l'intera Parte Terza.

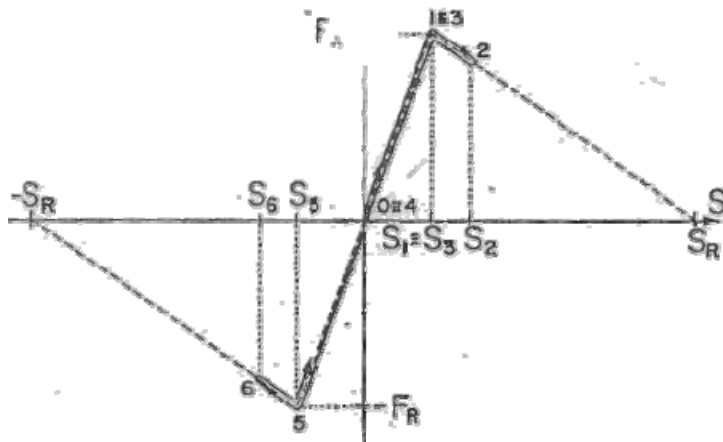


Figura 3.17: Legge forza-spostamento di una parete sollecitata fuori dal piano, modello bilineare (Giuffrè, 1991).

<<[...] la caratteristica meccanica di un muro eseguito a "regola d'arte" è quello di arrivare al collasso attraverso la realizzazione di cinematismi che comportano la formazione di cerniere cilindriche, mentre le porzioni comprese tra le fessure offrono un comportamento tipo "corpo rigido".[...]>>

(A.Giuffrè, Sicurezza e Conservazione dei centri storici, il caso Ortigia 1992)

## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 3

- Anthoine, A., Magenes, G., Magonette E, G. (1995). "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls", *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam*, pp. 1657-1662.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., (1997) "Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie", *Atti del 8° Congresso ANIDIS*, Taormina, Vol. 1, pp. 319-326.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., (1998) "A macro-element dynamic model for masonry shear walls", in G.N. Pande & J. Middleton (eds.) *Computer methods in structural masonry -4, Proc. of the Int. Symp.*, E&FN Spon, London, pp.67-75.
- Cangi G., Carboni M., De Maria A. (2010) *Analisi Strutturale per il recupero antisismico, calcolo dei cinatismi per edifici in muratura secondo le NTC*. Dei Tipografia del genio civile, Roma.
- Ceradini, V. (1993). *Qualità meccaniche e meccanismi di danno*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 132 - 141., in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1993). *Indagini sperimentali su modelli di opera muraria*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 267-276, in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1992). *Modellazione e sperimentazione per lo studio della struttura muraria storica*. Tesi di dottorato in Storia delle Scienze e delle Tecniche del costruire, Roma 1992.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S., (1996). Sulla risposta dinamica di pareti in muratura, *Atti del Convegno Nazionale La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S., (1997). Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum models and its applications, *Earthq. Engin. and Struct. Dyn.*, Vol. 26, , pp.441-462.
- Giuffrè, A., Carocci, C. (a cura di), 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza.
- Giuffrè, A., (a cura di) 1999. *Sicurezza e Coservazione dei Centri Storici: Il Caso Ortigia*, Ed. Laterza, Roma.
- Giuffrè, A., Pagnoni, T., Tocci, C., (1994). In-plane seismic behaviour of historical masonry walls, *Proc. Of the 10th I.B2.Ma.C., Calgary*, pp. 263-272.
- Giuffrè A. (1991). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.

- Lagomarsino S. (a cura di) 2010. *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008)*. Gangemi editore.
- Lenza P., Gherzi A. (2011) *Edifici in Muratura alla luce della nuova normativa sismica*. Dario Flaccovio Editore.
- Magenes, G., Della Fontana, A., (1998). Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings, *Proc. of the British Masonry Society*, Vol. 8, October 1998, pp. 190-195.
- Magenes, G., Calvi, G.M., (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls, *Earthq. Engin. and Struct. Dyn.*, Vol. 26, , pp. 1091-1112.
- Magenes, G., Calvi, G.M., (1996). Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie, *Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto"*, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna.
- Rondelet G. (1832). *Prima Traduzione Italiana 6<sup>th</sup> ed. originale. Trattato Teorico e pratico dell'arte di edificare*. Mantova: a spese della società editrice [Fratelli Negretti] coi tipi di L. Caranenti, 1832-1835.  
<http://risorseelettroniche.biblio.polimi.it>
- Turnsek, V., Sheppard, P., (1980). The shear and flexural resistance of masonry walls, *Proc. of the Intern. Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje*, pp. 517-573.
- Turnsek, V., Cacovic, F., (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Proc. of the 2nd Intern. Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent*, pp. 149-156.  
<http://www.reluis.it/>

## 4 METODOLOGIE DI ANALISI: le costruzioni esistenti

Conclusi i brevi cenni circa i meccanismi di collasso e la risposta attesa si inquadrino rapidamente le metodologie di analisi, nonché la valutazione del livello di sicurezza di una struttura in muratura nei confronti dei meccanismi locali o globali attivabili da un'azione di tipo orizzontale come quella sismica.

Si principi dunque il vaglio degli strumenti di analisi a disposizione partendo proprio da quanto riportato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti, che rappresentano il documento normato con valore di obbligatorietà più importante nel panorama nazionale italiano e dunque di primaria importanza. Si ricordi che in chiusura all'anno 2010 le *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale* sono state allineate alle suddette Norme Tecniche in modo tale da fornire uno strumento aggiuntivo maggiormente rispondente alle esigenze proprie degli edifici storici con particolare riferimento a tutto quanto soggetto a tutela da parte delle Soprintendenze. Tuttavia, si rileva la non obbligatorietà della stessa.

### 4.1 L'INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il problema della sicurezza degli edifici esistenti in muratura in zona sismica è stato dibattuto in tutte le normative tecniche italiane ed ancor prima da coloro che ne hanno alternativamente assunto il potere. Partendo dai Decreti Regii emanati dai Borboni a seguito delle rovinose catastrofi del 1783 e del 1908, fino ai giorni nostri qualsiasi documento con valore normativo ha dovuto fare i conti con questo difficile, quanto controverso, tema. Ad oggi due sono le tipologie di verifica principali a cui si rapporta una fabbrica muraria al fine di acquisirne conoscenza e consapevolezza del livello di vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche:

- ✓ verifica globale;
- ✓ verifiche locali.



La prima contempla la possibilità di considerare l'edificio come un tutt'uno, privo di discontinuità strutturali, dovute generalmente alle varie fasi di accrescimento della fabbrica o a manomissioni nel tempo, o comunque come un elemento capace di sviluppare una risposta con comportamento di tipo scatolare, e quindi provvisto di collegamenti efficaci agli incroci murari, siano essi dovuti all'efficienza delle ammorsature o alla presenza di presidi antisismici adeguatamente disposti.

La seconda, invece, è riferita all'eventualità che si sviluppino meccanismi di tipo locale che investono solo porzioni limitate o singoli elementi dell'edificio.

Comprensibilmente, i meccanismi locali di collasso sono i più probabili, vista la natura composita del materiale muratura, le tipologie murarie storiche, come osservato nei capitoli precedenti sono innumerevoli ed in base al discostarsi dalla buona regola dell'arte muraria risultano soggette a non linearità incontrollate e/o eventualmente specifiche della categoria in analisi. Pertanto, ci soffermeremo proprio sulle verifiche locali tralasciando gli aspetti legati al comportamento d'insieme dell'edificio.

#### **4.1.1 Le verifiche locali**

L'analisi di una porzione di edificio può essere svolta con varie metodologie tutte racchiuse in due categorie principali: una prima che cerca di chiamare in causa le proprietà intrinseche della tipologia muraria in analisi, andando a guardare alle tensioni interne indotte dalle sollecitazioni esterne; ed una seconda che affonda le sue radici nella trattatistica storica che guarda al singolo elemento murario come blocco rigido. Le due categorie così descritte sono dette rispettivamente:

- ✓ verifiche condotte con l'analisi tensionale;
- ✓ verifiche condotte con l'analisi limite dell'equilibrio.

L'Analisi Tensionale modella la struttura come un materiale di cui interessa conoscere le tensioni interne indotte dalle sollecitazioni statiche e sismiche. La verifica consiste nell'accertare che lo stato tensionale nella muratura non produca il superamento dei limiti di resistenza del materiale.

L'Analisi Limite, invece, modellano la porzione di struttura in esame come una serie di elementi murari rigidi che, sottoposti alle sollecitazioni

statiche e sismiche, possono formare una catena cinematica e perdere l'equilibrio mettendosi in moto gli uni rispetto agli altri.

Quest'ultimo approccio negli anni ha assunto accezioni e denominazioni differenti, analisi limite, analisi cinematica, per macroelementi o per meccanismi locali di collasso, svolta, come ogni altra analisi in campo lineare o non lineare.

Prima di andare a definire gli obiettivi e le modalità di analisi proprie di questa metodologia specifica, ci si vuole ancora soffermare su quanto sancito dal Quadro Normativi Vigente.

Dal 2003 al 2009 numerose Norme Tecniche si sono susseguite fino alla definizione dello strumento normativo così come lo percepiamo oggi.

Il DM del 14 gennaio 2008, dopo aver stabilito l'obbligatorietà delle verifiche locali, già per altro sancita dalle previgenti normative a seguito del terremoto irpino, per la prima volta, in una normativa tecnica italiana, con riferimento specifico all'edilizia ordinaria, si esplicita chiaramente la possibilità di impiegare il metodo di analisi per cinematismi di collasso nelle verifiche dirette alla valutazione del patrimonio esistente. Al paragrafo 8.7.1 è possibile evidenziare:

*<<[...] Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può farsi ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie [...]>>*

La circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 2 febbraio 2009 illustrerà diffusamente tale metodologia di analisi, fornendo una chiara indicazione circa la validità di tale metodo (Appendice C8A.4). Tuttavia, bisogna ricordare come buona parte del documento tragga ampio spunto dall'OPCM n. 3431 del 2005 che, a sua volta, emendava l'OPCM n. 3274 del 2003.

Volendo operare un distinguo fra ciò che è perentorio e ciò che risulta facoltativo è evidente come l'approccio definito dell'analisi limite risulti pratico e veloce e maggiormente rispondente alle possibilità della tipologia strutturale in analisi; infatti, l'impiego di un approccio si fatto prevede l'obbligatorietà della valutazione della sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e facoltativa nei confronti della verifica allo Stato Limite di Danno (SLD). Inoltre, è facoltativo utilizzare l'analisi cinematica non lineare, dunque si potrà scegliere se adoperare quella lineare o quella non lineare ma non c'è obbligo di effettuarle entrambe.

Si proceda con la descrizione delle due metodologie di Analisi indicate.

## 4.2 L'ANALISI CINEMATICA

L'analisi cinematica è distinguibile fra lineare e non lineare; la prima si differenzia dalla seconda, proprio per la negazione “non”, che tende ad esprimere il concetto opposto in maniera tuttavia attenuata; infatti, essa ne distingue e definisce lo specifico campo di applicazione; che per l'analisi lineare si limita alla valutazione dell'azione sismica fino al limite dettato dall'attivazione del cinematismo analizzato; mentre per l'analisi non lineare questa terrà conto dell'evoluzione dello stesso dopo la sua attivazione.

Per attivazione del cinematismo s'intende il raggiungimento della condizione di equilibrio limite oltre al quale la catena cinematica può mettersi in moto. Al fine averne quindi contezza, la procedura di analisi prevede una fase iniziale di individuazione del meccanismo locale più probabile, la modellazione del meccanismo stesso e quindi la valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi, fattore dell'attivazione del meccanismo e la verifica semplificata allo Stato Limite di Danno (SLD) oppure allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Circa il primo aspetto la normativa ne fa esplicito riferimento e si appella al buon senso comune ed ad esempi noti in letteratura; tuttavia, è ben noto come la distinzione dei caratteri morfologico-costruttivi del tessuto murario, nonché il lessico costruttivo di base che governa le differenti tipologie muraria, possa dare ampio riferimento, se operato correttamente, sui possibili meccanismi locali attivabili.

*<< [...] L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica [...] >>*

(Circolare n. 617 del 2009, paragrafo C8A.4, Appendice)

Pertanto, risulta fondamentale esprimere un corretto giudizio di tipo qualitativo sulle murature in esame, finalizzato ad operare una corretta valutazione di tipo quantitativo, secondo quanto già espresso nei Capitoli e paragrafi precedenti e gli esempi applicativi che verranno esposti nella Parte Terza a seguire.

Individuato il meccanismo più rovinoso, si procederà, dunque, con la modellazione della porzione muraria in esame; questa può essere considerata o come un elemento perfettamente monolitico, con assunto di base che il materiale eterogeneo di cui è variamente composto, sia monolatero ed infinitamente resistente a compressione; oppure si può fare astrazione di questi concetti ed optare per una modellazione maggiormente realistica che tenga conto dei seguenti aspetti:

- ✓ l'eventualità di piccoli scorrimenti all'interfaccia fra gli elementi lapidei, considerando la presenza dell'attrito;
- ✓ il contributo delle connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie, con particolare riferimento agli incroci murari ed ai cantonali;
- ✓ la presenza di presidi antisismici, quali ad esempio catene metalliche o lignee;
- ✓ la non infinita resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo esterno.

Tuttavia, per affinare il calcolo e considerare al meglio queste nozioni fondamentali, necessita, in primo luogo, analizzare la qualità muraria, non soltanto attraverso un giudizio di tipo qualitativo, ma anche mediante test di tipo distruttivo e non distruttivo atti ad individuare i parametri meccanici di resistenza che caratterizzano la specifica tipologia. Tale concetto in Normativa è espresso dai *livelli di conoscenza*, distinti ed articolati in tre macro step di comprensione del manufatto, sempre più dettagliati, detti: LC1, LC2 ed LC3.

Il primo livello si riferisce ad una valutazione dei parametri di resistenza a compressione  $f_d$  e di resistenza tangenziale  $\tau_{0d}$  effettuata in assenza di prove sperimentali e quindi basata sui seguenti temi:

- ✓ riconoscimento di una tipologia muraria di base a cui riferirsi secondo le categorie indicate in Tabella C8A.2.1 della circolare del 2009 (vedi Tabella 4.1);
- ✓ valutazione di  $\tau_0$  ed  $f_m$  come i valori minimi fra quelli degli intervalli proposti dalla Tabella C8A.2.1, corretti in base ai coefficienti moltiplicativi riportati in Tabella C8A.2.2 (vedi Tabella 4.2);

- ✓ valutazione di  $\tau_{0d}$  ed  $f_d$  dividendo i valori ottenuti al passo precedente per  $FC=1,35$  e per un coefficiente di sicurezza sui materiali  $\gamma_M = 2$ .

**Tabella 4.1 Sintesi della Tabella C8A.2.1 della circolare, relativamente alle sei tipologie murarie storiche (Cangi, 2010)**

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_n$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )
	min-max	min-max	min-max
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche ed irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite etc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,2	2400 3200
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800

**Tabella 4.2 Sintesi della Tabella C8A.2.2 della circolare, relativamente alle sei tipologie murarie storiche (Cangi, 2010)**

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche ed irregolari)	1,5	—	1,3	1,5	0,9
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	—	1,1	1,3	0,8
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite etc.)	1,5	1,5	—	1,5	0,9
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	—	1,2	0,7
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	—	1,3	0,7

Tuttavia, l'assunzione di  $\gamma_M = 2$  può apparire come un'inesattezza, in quanto esso, generalmente, è riferito ad un comportamento elastico lineare del materiale, fase che per le murature realizzate in pietra grezza non è sempre corrispondente al raggiungimento del picco massimo di resistenza. Tuttavia, analizzando ad esempio una pannellatura sollecitata fuori dal piano, la cui risposta è descritta da una curva forza-spostamento come quella mostrata al paragrafo 3 del Capitolo precedente, è evidente

come il valore di resistenza raggiunto al limite elastico è pari al picco massimo oltre il quale si assiste all'abbattimento delle resistenze a zero e quindi  $U_y$  corrisponde inevitabilmente con il limite di spostamento oltre il quale il meccanismo analizzato è attivabile. In questo caso è manifesto come l'assunzione di questo coefficiente risulti possibile.

A completamento (vedi Tabella 4.3) dell'assunzione dei parametri necessari per effettuare una corretta valutazione delle capacità proprie del materiale muratura, inteso nella specifica categoria in analisi, stimare il valore del coefficiente d'attrito interno e la nozione di angolo critico di lesionamento della muratura appare fondamentale. Pertanto, di seguito si riportano alcuni valori noti in letteratura (Tabella 4.4) che possono darci un'idea di base su quale possano essere i range di valori su cui ci si può affabilmente attestare, volendo introdurre nella verifica in esame il contributo offerto dall'attrito in opposizione al moto. Si ricordi che la normativa attribuisce il valore di 0,4 estendibile a tutte le tipologie murarie.

**Tabella 4.3 Valori del Coeff. D'Attrito rilevabili in letteratura (Cangi, 2010).**

Parametro	Descrizione	Funzione
$\gamma$	Peso specifico	Valutazione peso proprio porzioni murarie ed azioni sismiche inerziali
$\tau_{0d}$	Resistenza tangenziale di calcolo	Valutazione resistenza coesiva
$f_d$	Resistenza a compressione di calcolo	Valutazione arretramento cerniere di rotazione
$f$	Coefficiente d'attrito	Valutazione resistenza attritiva
$\phi$	Angolo critico di lesionamento	Valutazione forma dei cunei di distacco

**Tabella 4.4 Valori del Coeff. D'Attrito rilevabili in letteratura (Cangi, 2010).**

Attrito "apparente" $f$ , dovuto allo scorrimento fra legante e conci di muratura. Esso esprime l'influenza della tensione verticale di compressione sulla resistenza a taglio della muratura (T. Tassios, <i>Meccanica delle murature</i> , Liguori, Napoli 1988)	$f = \frac{\tau_u}{\sigma_0}$	0,3 – 0,8
Attrito "apparente" $f$ per muratura di pietra con giunti di malta (J. Heyman, <i>The masonry arch</i> , Ellis Horwood, Wiley, West Sussex, UK 1982)	$f$	0,4 – 0,6
Coefficiente d'attrito per muratura nuova secondo le NTC 2008 (paragrafo 4.5.6.1)	$f$	0,4

Il concetto di *angolo critico di lesionamento* delle murature è strettamente relazionato alle nozioni riportate al Capitolo precedente inerenti i meccanismi locali a secondo modo di collasso, nonché al rapporto

caratteristico che governa i singoli elementi in opera, direttamente responsabili della formazione dei cunei di distacco. Di seguito si riporta il criterio di determinazione degli stessi esposto dal Cangi. Egli individua con  $\phi$  l'angolo che si realizza fra la verticale e la linea inclinata di distacco attesa. Di quest'ultima ne fornisce valutazione grafica secondo la seguente procedura (Figura 4.1):

1. Tracciare graficamente i cunei di distacco secondo le seguenti modalità:
  - ✓ il cuneo più stretto fra tutti i cunei ottenibili senza spaccare pietre o blocchi ma passando solo attraverso i giunti;
  - ✓ il cuneo che minimizza l'incastro reciproco fra i blocchi.

Se si hanno linee di distacco differenti sulle due facce dello stesso pannello si può considerare la linea di distacco media.

2. I valori orientativi di riferimento contemplano i seguenti valori:
  - ✓ per muratura di cattiva qualità:  $\phi$  compreso fra 0 e 30°;
  - ✓ muratura di qualità intermedia:  $\phi$  compreso fra 30 e 45°;
  - ✓ muratura di buona qualità:  $\phi$  superiore a 45°.

(In questo caso occorre fare attenzione perché diventa più probabile che il pannello murario si lesioni per taglio o per scorrimento che non per creazione di un cuneo di rotazione.)

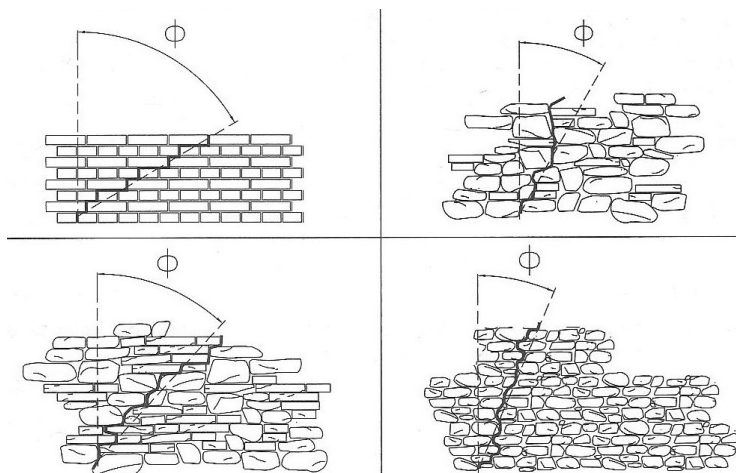


Figura 4.1: Stima dell'angolo critico (Cangi, 2010).

Sempre con il fine di valutare modellare il meccanismo di collasso desiderato, si procede con la valutazione delle forze agenti; queste possono essere distinte fra pesi propri della porzione muraria, carichi verticali direttamente poggiati sopra, quali ad esempio coperture e solai, azioni sismiche, spinte non inerziali, come quelle delle strutture a volta ed azioni di trattenimento dovute a presidi antisismici o altro dispositivo di vincolo; nonché forze attrittive, coesive ed azioni varie, come incassi scambievoli ed ingranamento per forma fra gli elementi. Tuttavia, ci limiteremo a riportare i principali valori tabellati in normativa (Tabelle 4.5 – 7) ed a sottolineare come le azioni sismiche vengono considerate in lungo della specifica analisi trattata.

**Tabella 4.5 Peso specifico per diverse tipologie di muratura secondo le NTC 2008.**

Tipologia muraria	w (kN/m <sup>3</sup> )
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite etc.)	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura 40%)	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	14

**Tabella 4.6 Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici secondo le NTC2008 - Tabella 3.1.II.**

Ambiente	Carico accidentale (kg/m <sup>2</sup> )
Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	50
Ambienti ad uso residenziale. Uffici non aperti al pubblico	200
Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	250
Uffici aperti al pubblico. Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	300
Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi. Negozi	400
Musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune. Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie	500
Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	600



**Tabella 4.7** Coefficienti di combinazione  $\psi$  secondo le NTC 2008 - Tabella 2.5.I.

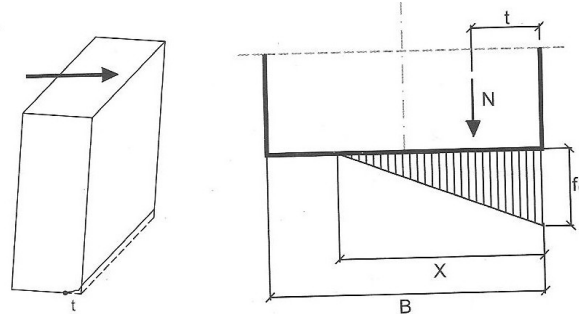
Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m slm)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m slm)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le Azioni Sismiche sono date dai pesi definiti in precedenza, e quindi da tutto ciò che costituisce momento stabilizzante, moltiplicati per un moltiplicatore detto  $\alpha$  (moltiplicatore dei carichi verticali) ed applicati in direzione orizzontale. Ciò che interessa conoscere è il loro braccio verticale rispetto alla cerniera di rotazione, nel caso in cui si utilizzi il metodo dell'equilibrio, oppure il loro spostamento virtuale orizzontale, per il metodo del PLV.

Al paragrafo 2.5 delle NTC 2008 tale moltiplicatore dei carichi è stato assunto pari ad 1, nella cosiddetta combinazione sismica. Inoltre le masse da considerare ai fini della valutazione delle azioni sismiche sono ottenute considerando gli accidentali moltiplicati per  $\psi_{1j}$  (Tabella 4.7) e permanenti e pesi propri moltiplicati per 1.

L'ultimo fenomeno su cui vogliamo soffermarci prima di procedere alla valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  per l'attivazione del meccanismo, è l'arretramento del punto di cernierizzazione.

Questo può essere modellato come la rottura della spigolo del pannello murario in corrispondenza del suo asse di rotazione (Figura 4.2a). tale accadimento è dovuto, come più volte espresso, alla non infinita resistenza a compressione della muratura, dunque lo spigolo sottoposto a tensioni eccessive si rompe causando l'arretramento della cerniera orizzontale; tuttavia nella Parte Quarta vedremo come questo fenomeno vari in relazione alla tipologia muraria analizzata ed alla sollecitazione indotta (ciclica o monotona).



a) .....b)

**Figura 4.2: a) Rottura per compressione dello spigolo di rotazione di una parete e conseguente arretramento della cerniera di rotazione; b) Schema per il calcolo dell'arretramento del punto di cernierizzazione (Cangi, 2010).**

Inoltre, durante la rotazione della parete attorno ad un asse orizzontale si ha comunque una concentrazione delle tensioni di compressione nella zona di muratura in prossimità all'asse di rotazione a causa della riduzione dell'area di contatto fra il pannello in rotazione e la sua base di appoggio, nell'ipotesi che questa corrisponda con la base del pannello secondo una sezione di frattura perfettamente orizzontale.

Nell'ipotesi che la cerniera di rotazione della parete si formi in corrispondenza del baricentro del triangolo delle tensioni della sezione di rotazione, il problema di determinare l'arretramento della cerniera si trasforma nel problema di determinare il baricentro del triangolo delle tensioni nella sezione dove si forma la cerniera. è possibile, quindi, scrivere l'equazione di equilibrio alla traslazione verticale data dalla seguente formulazione:

$$\frac{1}{2} f_d L X = N \rightarrow X = \frac{2N}{L f_d}$$

e l'equilibrio alla rotazione impone che la risultante dei carichi  $N$  esattamente ricadente nel baricentro del triangolo delle tensioni e, pertanto, con distanza  $t$  sia pari ad  $1/3$  di  $X$  (vedi Figura 4.2b). Imponendo  $N = \sum P_i$  si perviene all'espressione di seguito riportata:

$$t = \frac{2 \sum P_i}{3 f_d L}$$

dove:

$t$ : è l'arretramento della cerniera rispetto al filo esterno;

$\Sigma P_i$ : è il carico verticale totale agente nella sezione di formazione della cerniera (calcolato con i coefficienti riduttivi per i carichi accidentali);

$L$ : è la larghezza della parete;

$f_d$ : è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

Definito, così, tutto quanto necessario per modellare al meglio la muratura in pietra grezza in relazione a quanto proposto in Normativa; si proceda con la definizione del moltiplicatore  $\alpha_0$ .

Le metodologie adoperabili sono due:

- ✓ l'equilibrio alla rotazione;
- ✓ il principio dei lavori virtuali.

#### 4.2.1 Il metodo dell'equilibrio alla rotazione

La metodologia di analisi che si sta esponendo è quindi riconducibile ad un semplice equilibrio alla rotazione; pertanto, si esegua l'equilibrio della porzione muraria coinvolta nel cinematismo intorno all'asse della cerniera, posto alla base del pannello, eguagliando il momento resistente  $M_R$  ed il momento ribaltante  $M_S$  nelle varie fasi di sviluppo del cinematismo. Il momento spingente è dato dalle azioni sismiche rappresentate dai pesi coinvolti nel moto del meccanismo, moltiplicati per il coefficiente  $\alpha$  detto moltiplicatore orizzontale dei carichi. La condizione ultima affinché il meccanismo si attivi è che il momento ribaltante ugua il momento stabilizzante.

Dunque, eguagliando le due quantità algebriche è possibile ricavare, come incognita, il moltiplicatore  $\alpha$ . Il valore del moltiplicatore  $\alpha$  per cui è possibile rilevare l'attivazione del meccanismo di collasso è denominato  $\alpha_0$  e sarà distinto da  $\alpha_{rc}$  ed  $\alpha_{ri}$ , moltiplicatori con cui saranno indicate, rispettivamente, le differenti fasi di innesco del meccanismo (vedi Figura 4.3): in assenza di danni e con formazione di lesioni pre-attivazione del cinematismo di collasso.

In generale l'espressione dell'equazione di equilibrio alla rotazione è la seguente:

$$\alpha_0 M_s + M_{EST} = M_{RC} + M_{RA} + M_{RF}$$

dove:

$M_s$ : è il momento spingente dovuto al sisma;

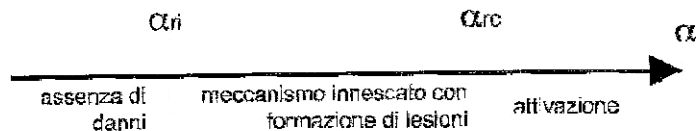
$M_{EST}$ : è il momento dovuto ad azioni esterne indipendenti dal sisma (se presenti);

$M_{AC}$ : è il momento resistente dovuto alla coesione (se presente);

$M_{RA}$ : momento resistente dovuto all'attrito (se presente);

$M_{RF}$ : è il momento resistente dovuto alla forma del meccanismo;

$\alpha_0$ : è il moltiplicatore dei carichi inerziali che attiva il meccanismo.



**Figura 4.3: Stadi di danno (Cangi, 2010).**

I momenti resistenti sopra riportati non agiscono tutti contemporaneamente, pertanto l'equazione verrà modificata in relazione allo specifico step analizzato. Le fasi di “danno” di sviluppo del cinematisimo sono le seguenti:

1. fase di *innesco*. In tale fase il momento resistente è dato dal contributo offerto dall'attrito e dalla coesione. Infatti, la muratura non risulta ancora lesionata e l'azione sismica incontra l'opposizione efficace della coesione e dell'attrito interni alla muratura.
2. fase di *fessurazione*. In questa fase si è prodotto delle lesioni e pertanto non compare più il contributo resistente di tipo coesivo, ma la resistenza dovuta all'attrito è ancora efficace, dunque è necessario il perdurare dell'azione sismica per raggiungere il valore limite di resistenza necessario.
3. fase di *crisi*, attivazione del meccanismo. In questa fase lo stato fessurativo si è accentuata al punto da far venire meno il termine resistente attritivo. L'unico contributo resistente che si sviluppa è dovuto all'ingranamento per forma fra gli elementi. Tuttavia, questo può entrare in gioco in tutte e tre le fasi in relazione alla tipologia presa in analisi ed al discostarsi della stessa dalla regola dell'arte muraria.

### 4.2.2 Il metodo del PLV

L'approccio basato sul principio dei lavori virtuali risulta sostanzialmente equivalente al primo; tuttavia questo metodo non consente di tenere conto del contributo di attrito e coesione e tanto meno dell'ingranamento per forma fra gli elementi. Pertanto, per il caso specifico delle murature in pietra grezza risulterà di gran lunga più utile il primo rispetto al secondo.

Si riporta di seguito quanto riportato in Normativa in riferimento all'applicazione della metodologia in oggetto:

*<< [...] Per ottenere il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_0$  dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari) [...].>>*

(NTC 08, paragrafo C8A.4)

Assegnata una rotazione virtuale  $\theta_k$  al generico blocco  $k$ , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore  $\alpha_0$  si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{\theta}$$

dove:

$n$ : è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

$m$ : è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse

ad altre parti dell'edificio;

$o$ : è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

$P_i$ : è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

$P_j$ : è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad  $a$ /tre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$ : è lo spostamento virtuale orizzontale del punta di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$ : è lo spostamento virtuale orizzontale del punta di applicazione dell' $j$ -esimo peso  $P_j$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$ : è lo spostamento virtuale verticale del punta di applicazione dell' $j$ -esimo peso  $P_j$  assunto positivo se verso l'alto;

$F_h$ : è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

$\delta_h$ : è lo spostamento virtuale del punta dove è applicata la  $h$ -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

$L_{\text{fi}}$ : è il lavoro di eventuali forze interne.

Si procederà successivamente con il calcolo dell'accelerazione di attivazione  $a_0^*$ , della massa partecipante ed a conclusione le verifiche allo stato limite di danno ed ultimo così come indicato in Normativa.

Ciò che premeva evidenziare non è l'iter di calcolo esposto in maniera chiara ed esaustiva dalla normativa vigente; quanto l'importanza della scelta di un adeguato approccio di analisi finalizzato al conseguimento di un risultato il più realistico possibile ed inerente con la tipologia muraria che si vuole analizzare.

Nelle successive Parti si procederà con l'esposizione delle campagne di prove realizzate in situ, proprio alla ricerca di conferme a quanto

ricercato, nella Parte prima attraverso la Trattatistica storica, e nella Parte Seconda attraverso gli strumenti normativi offerti alla collettività. Risultati ed Osservazioni saranno riportati nell'ultima Parte.

## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 4

- Cangi G., Carboni M., De Maria A. (2010) *Analisi Strutturale per il recupero antisismico, calcolo dei cinematismi per edifici in muratura secondo le NTC*. Dei Tipografia del genio civile, Roma.
- Ceradini, V. (1993). *Qualità meccaniche e meccanismi di danno*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 132 - 141., in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1993). *Indagini sperimentali su modelli di opera muraria*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 267-276, in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1992). *Modellazione e sperimentazione per lo studio della struttura muraria storica*. Tesi di dottorato in Storia delle Scienze e delle Tecniche del costruire, Roma 1992.
- Giuffrè, A., Carocci, C. (a cura di), 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza.
- Giuffrè, A. (a cura di) 1999. *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici: Il Caso Ortigia*, Ed. Laterza, Roma.
- Giuffrè, A., Pagnoni, T., Tocci, C., (1994). In-plane seismic behaviour of historical masonry walls, *Proc. Of the 10th I.B2.Ma.C., Calgary*, pp. 263-272.
- Giuffrè A. (1991). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.
- Lagomarsino S. (a cura di) 2010. *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (d.m. 14 gennaio 2008)*. Gangemi editore.
- Lenza P., Gherzi A. (2011) *Edifici in Muratura alla luce della nuova normativa sismica*. Dario Flaccovio Editore.
- Magenes, G., Della Fontana, A., (1998). Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings, *Proc. of the British Masonry Society*, Vol. 8, October 1998, pp. 190-195.
- <http://www.reluis.it/>





### **III. LA CAMPAGNA SPERIMENTALE: I muri isolati**

---

#### **PARTE TERZA**



## 5 <<L'URGENZA>> DI SPERIMENTARE: il caso studio De L'Aquila

Nei precedenti capitoli ci si è preoccupati di dare fondamento e riferimento teorico all'argomento oggetto di questa tesi: Le Murature in Pietra Grezza, inquadrare nelle loro problematiche meccaniche di base ed analizzate nei loro aspetti morfologici e tecnico-costruttivi. Acquisiti quindi gli strumenti necessari per affrontare i casi studio di seguito esposti, si descrivono la campagna d'indagini effettuata in situ, nonché gli aspetti strutturali peculiari che ne contraddistinguono i connotati tecnico-costruttivi di base.

Assumendo a pieno gli insegnamenti dei grandi predecessori si dà principio alla Terza sezione con le parole con cui il Rondelet, diede inizio al libro nono sulla <<Teoria delle Costruzioni>>:

*<<Possono quelle scienze col sussidio di sperimenti esatti presi per base di ogni calcolo, contribuire di molto ai progressi dell'arte di edificare, facilitando [...] i mezzi di giudicare anticipatamente il risultato di certe difficili operazioni; ma per eseguire utilmente tali applicazioni, fa d'uopo inoltre che conosca i processi delle arti [...] Molte cose nell'arte di edificare non possono essere conosciute che per esperienza; difatti, i principi di matematica e di calcolo applicati in modo conveniente, possono ben far conoscere la stabilità, lo sforzo o la resistenza delle parti di un edificio relativamente al peso ed alla forma di essi; ma non possono da se soli determinare il grado di stabilità, di forza o di resistenza che costituisce la solidità di tutto l'insieme di tali parti. >>*

(Rondelet, Tomo IV, libro IX, pag 3)

### 5.1 LA CITTÀ DE L'AQUILA: INQUADRAMENTO STORICO - SISMICO E TECNICO – COSTRUTTIVO

Alfine di studiare ed analizzare il tessuto edilizio storico in cui si vuole ricercare ed operare, vagliando tecniche di miglioramento e nuove metodologie di consolidamento rispettose delle istanze di sicurezza e conservazione, antepoendo le prime alle seconde, appare doveroso

premettere, brevemente, gli aspetti puramente legati alle modalità aggregative ed allo sviluppo dell'edificato in analisi; evidenziando come la sua storia evolutiva, nei secoli, si sia sempre intrecciata con la devastazione portata dai grandi sismi; motivo, per altro, che induce a considerare L'Aquila caso studio degno di nota, oltre alla ben nota appartenenza dello stesso alla lista dei beni considerati Patrimonio dell'Umanità (UNESCO). Si riporta di seguito breve nota circa questi aspetti.

### **5.1.1 La Città de L'Aquila: concetti estetici e spaziali a cavallo fra i grandi sismi**

Il Centro storico de L'Aquila è un esempio perfettamente conservato, nei suoi caratteri principali di edificato Medievale, che mostra ancora oggi buona parte delle opere difensive che l'hanno cinta per secoli e ne hanno condizionato fortemente l'impianto urbanistico, le modalità aggregative dei singoli comparti edilizi; nonché la possibilità di aprire la città a nuovi concetti estetici e spaziali. Si rassegna, di seguito, un rapido excursus delle principali fasi di accrescimento del tessuto storico aquilano, partendo dal riassetto urbanistico auspicato dal Fonticulano nel 500'(Figura 5.1) anche a seguito dei terremoti che fra il 1461-62 hanno colpito l'intero contado, fino ai giorni nostri; senza trascurare il rapporto con gli Spagnoli che proprio nel 500' ne assumono il predominio e l'assoluta supremazia territoriale in tutto il meridione d'Italia.



**Figura 5.1: Pianta della città de L'Aquila realizzata da Pico Fonticulano – 1600 (INU sulla Ricostruzione post-sismica dell'Aquila, sezione: Cartografia - Stampa originale, conservata nella Biblioteca Prov. AQ)**

La planimetria realizzata dal Vandi nel 1753 (Figura 5.2), che ritrae l'intera estensione della sola città de L'Aquila, se posta a paragone con l'antecedente mappatura tracciata dal Fonticulano, nel 1575 (Figura 5.1), risulta evidente come la città *intra moenia*, sapientemente scissa dal suo contado, già in epoca aragonese, sia sostanzialmente inalterata nei suoi punti cardine, che riprendono e rimarcano con forza l'opera difensiva a margine ed il nuovo riassetto urbanistico previsto dal Fonticulano, quasi un secolo e mezzo innanzi, riadattando una soluzione planimetrica con schema ad *insula* di concezione rinascimentale e radici greco – romane, in una realtà orografica-insediativa complessa, propria degli incastellamenti medievali ed evidentemente non idonea ad ospitare una maglia regolare, avulsa dal suo contesto e per questo fonte di incalcolabili vulnerabilità di diverso genere e tipo.



**Figura 5.2: Planimetria della città de L'Aquila realizzata da Antonio Francesco Vandi – 1753 (Fonte: INU sulla Ricostruzione post-sismica dell'Aquila, sezione: Cartografia)**

È appena il caso di ricordare come le opere di sventramento e riadattamento, che hanno interessato tutto il centro storico de L'Aquila, tra il 500' ed il 600' abbiano trasformato ed adeguato tutto l'edificato Angioino alle nuove esigenze rinascimentali, inducendo evidenti alterazione della composizione originaria dei singoli comparti edilizi, con conseguenti difformità tecnico-costruttive, mancato ammorsamento fra le parti, e quindi, impossibilità di un comportamento di tipo scatolare in risposta a sollecitazioni repentine orizzontali, come quelle sismiche. Inoltre, lo smembramento del tessuto edilizio di base-originale ha

determinato la perdita dell'effetto di *contraffortamento continuo* dato dalle modalità aggregative proprie degli insediamenti su pendio. Queste generalmente risultano caratterizzate da due tipologie insediative fondamentali: di << culmine >> e << versante >>. La prima mostra isolati di forma *irregolare, per lo più stretti e lunghi*, (es. centro storico di Poggio Picenze - AQ, Figura 5.3) che si sviluppano ortogonalmente alla linea di massima pendenza del terreno, con delimitazione per le particelle di testa tracciata dalla presenza di una viabilità principale formata da percorsi che seguono naturalmente l'orografia del terreno alle diverse quote altimetriche con andamento pressoché parallelo alle curve di livello e struttura viaria secondaria con percorsi ortogonali a quelli principali che permettono la risalita dalle quote più basse verso il fulcro o culmine dell'insediamento; le seconda, invece, prevede un processo di formazione del tessuto parallelo alle curve di livello (es. centro storico di San Pio delle Camere - AQ, Figura 5.4).

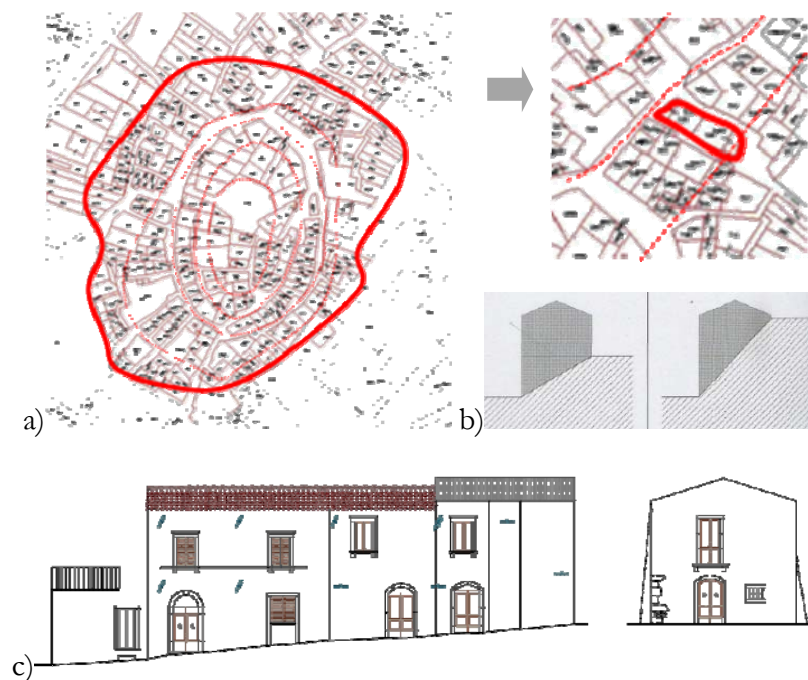


Figura 5.3: a) Insediamento di Culmine – Planimetria centro di Poggio Picenze (AQ) con indicazione andamento curve di livello e dettaglio aggregato tipo; b) Collocazioni ricorrenti delle celle murarie rispetto al pendio naturale; c) Elevato tipo: Casa su Pendio semplice.

Gli aggregati, così definiti in ambedue le varianti, demarcano un profilo scalettato tipico della *“casa a profferlo, o su pendio semplice”* che garantisce una minore vulnerabilità sismica; infatti, l'edificio risulta limitato in altezza e contrastato lungo il profilo di massima pendenza (Figura 5.3c); infine, la presenza di *archi di contrasto* detti anche a *sbatacchio*, necessari a garantire un'importante partecipazione strutturale fra le parti direttamente coinvolte e globale dell'intero tessuto edilizio, concorrono parimenti a garantire un'ottimale risposta sotto le azioni sismiche, identificandosi come elementi deboli deputati a mantenere distanziati gli elevati strutturali ed a smorzare l'energia sismica in entrata attraverso la cernierizzazione fino al collasso (Figura 5.5).

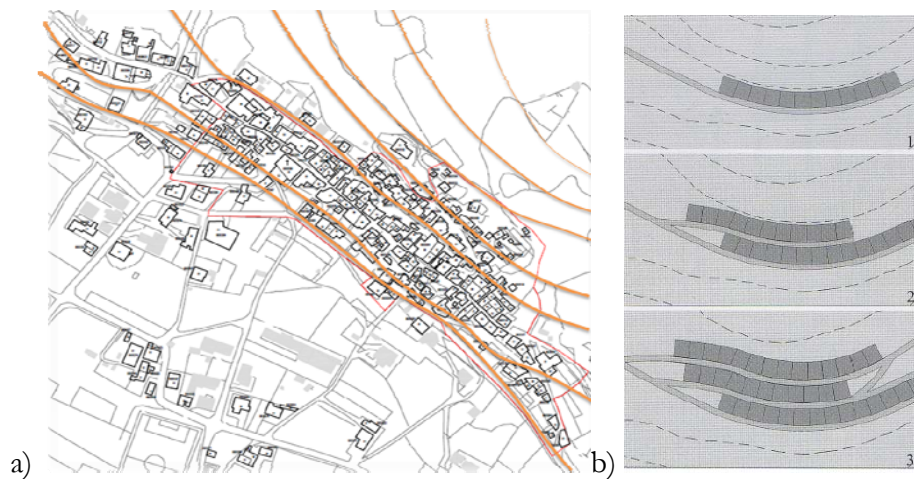


Figura 5.4: a) Insediamento di Controcinale o di versante – Planimetria centro di San Pio delle Camere (AQ) con indicazione andamento curve di livello; b) Processo di formazione del tessuto: 1. Edificato con fronte principale a monte; 2. ulteriore percorso che diparte da quello principale e si pone in posizione ad esso parallela e a quota più alta; 3. sviluppo progressivo del modello insediativo.



Figura 5.5: Esempi di archi di contrasto o a sbadacchio (San Pio delle Camere)



È indubbio, quindi, ritenere l'opera di “*ambellissement*” (avvalendoci di un termine alla *Voltaire*) molto pericolosa sotto il profilo del rischio sismico, con perdita di buona parte dei connotati tecnico-costruttivi atti a migliorarne il comportamento e totalmente avulsa dal contesto orografico. Il tutto, quindi, si configurerà come una maglia indeformabile calata dall'alto in cui l'intero centro storico è stato bloccato, purtroppo solo *secondo i dettami estetici dell'epoca*. Ad ogni modo, il rapporto con l'edificato difensivo non è stato trascurato, anzi rinvigorito dalla presenza imponente del nuovo Forte Spagnolo in parte danneggiato dal recente sisma dell'aprile 2009. (Figura 5.6)



**Figura 5.6: Forte Spagnolo. a) Planimetria Storica; b) foto danni dopo il sisma dell'aprile 2009, meccanismo locale di collasso per sollecitazioni fuori dal piano - ribaltamento delle pannellature sommitali e crollo delle strutture di copertura.**

In riferimento alle opere fortificate, si ricordi, come gli Angioini, già, durante l'imponente opera di rifondazione della città, a cavallo fra il XIII ed il XIV secolo, incentrarono lo sviluppo della stessa secondo una quadripartizione del tessuto edilizio in parti equivalenti. Anton Ludovico Antinori, nella sua meticolosa opera di recupero e regesto di tutte le cronache aquilane, di epoca per lo più medievale, riporta, in uno dei suoi più celebri passi, la riduzione delle porte in funzione della nuova partizione (Muratorio 1742) e negli Annali degli Abruzzi (Antinori, 1980), invece, ricorda la sopra citata suddivisione, in occasione del devastante terremoto che, fra il 1461 ed il 1462, colpì L'Aquila, ed in particolare gli insediamenti di Onna, Poggio Picenze, Castelnuovo e Sant'Eusanio Forconese, radendoli letteralmente al suolo. Di seguito se ne riporta il noto passo:

*<< [...] allo stato funesto della città rovinata in tante parti, e guaste in tutte le altre, talché la quarta parte di essa restò adeguata al suolo, e le altre tre rotte, e lesionate, si*

*aggiunse il non meno funesto del contado. In esso fu il danno ineguale giacché ne toccò il maggiore ai castelli di Sant'Eusanio, di Castelnuovo, in Onda, e del Poggio presso Picezza. Questo cadde quasi del tutto [...] i danni di Castelnuovo divenuto un mucchio di sassi[...]>>*

(A. L. Antinori, Annali degli Abruzzi, stampa dei manoscritti, 1971-1980)

Il lento declino, quindi, della Città de L'Aquila si alternerà fra guerre interne per la perdita autonomia ed eventi catastrofici devastanti, vivrà un periodo di isolamento culturale e civile, che, se pur stemperati dall'importante influenza romana, ne muteranno gli aspetti sociali ed i conseguenti riflessi sulla realtà collettiva, in evidente decadenza. Le opere architettonicamente notevoli risultano quasi totalmente assenti, il processo evolutivo ed di espansione della città, è pressoché cristallizzata, la tecnica costruttiva locale evidenzia una povertà nella scelta dei materiali in opera e nella lavorazione degli stessi. A tal proposito è immediato il raffronto con la regola dell'arte muraria e quanto riferito dalla Trattatistica storica, che raccomanda l'impiego di materiali di elevata qualità e la loro lavorazione a regola d'arte come condizioni essenziali per la buona riuscita dell'opera, sia nei suoi aspetti prettamente meccanici che tecnico-costruttivi in genere.

Diversi fattori hanno concorso nel processo di stallo che ha investito L'Aquila, e con essa parte dell'intero Viceregno. Tuttavia, in un quadro così composto, appare particolarmente rilevante riportare memoria del violentissimo terremoto, meglio noto come il <<Grande Terremoto>>, che il 2 febbraio 1703 ha sconvolto l'intera città de L'Aquila:

*<< [...] il funesto tremuoto del 2 febbraio del 1703 in cui la città di Aquila fu quasi intieramente adeguata al suolo dalla più tremenda e dalla più irresistibile di tutte le naturali violenze. E veramente era stupore grande il vedere ridotti a un masso di pietre e di aride ceneri i sontuosi Tempi con tante cure e tanta profusione di ricchezze edificati; e con essi i monasteri, i conventi, gli ospizii, i campanili, le case, i palagi, i porticati: ogni cosa insomma in indicibile precipizio. [...] E n'avean ben donte; che la terra scossasi violentemente alle ore diciotto, continuò a muoversi fino alle 16 del giorno susseguente,[...] allorché volendo in quell'ora estrema fuggire dal Duomo, rimase miseramente sepolto sotto le rovine del tetto.[...] per i restauri delle Chiese nella maggiorparte al suolo adeguate, quanto per i quindici monasteri di monache claustrali rovinati tutti ed aperti nelle Clausure.[...]>>*

(Sacerdote Angelo Signorini, La Diocesi di Aquila descritta ed illustrata, 1858)

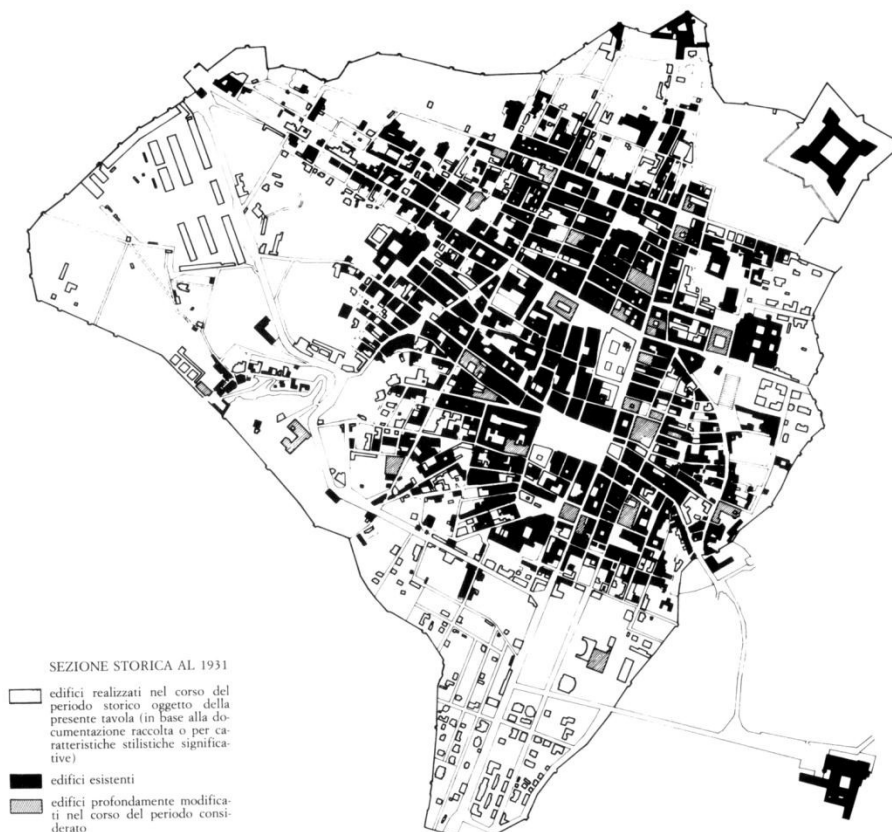
La ricostruzione fu molto lenta ed evidentemente operata nella povertà e decadenza più assoluta; non soltanto nei centri storici minori, ma nell'intera Città de L'Aquila si adopereranno pietrame appena sbozzato e malte di pessima qualità posati in opera privi dei necessari elementi di livellazione, ripianamento e contatto (Cap.3). Cinquantanni dopo, la città risulta in parte ricostruita, e molti isolati morfologicamente inquadrati in maglie regolari; anche sulla scorta delle esperienze già maturate e portate a compimento nelle principali città di tutto il vice regno; quest'opera gravosa fu affidata al Vicario Generale degli Abruzzi.

Ad ogni modo il terremoto sarà la circostanza per attuare diversi interventi edilizi ormai idealizzati da tempo, che si protrarranno con diversi espedienti per tutto il XVIII secolo e buona parte del XIX, con la conquista delle aree inviolate intra meonia. Molte chiese vennero riattate, mutati gli orientamenti ed edificate ex novo le facciate. Si noti come molti edifici monumentali a seguito degli eventi tellurici del 2009 risultassero evidentemente rimaneggiati, con difformità palesi nei caratteri morfologico-costruttivi e conseguenti discontinuità strutturali, assenza di collegamenti efficaci ed evidenti errori progettuali di partenza, che ne hanno tragicamente determinato importanti meccanismi locali di collasso o addirittura il crollo.



**Figura 5.7: L'Aquila, Piazza San Bernardino, Baraccamenti dopo il terremoto del 13 Gennaio 1915**

Siamo quindi giunti nel Novecento (Figura 5.7) e L'Aquila faticosamente riprende la sua ennesima ricostruzione a seguito del sisma del 1915, ma questa volta in un contesto storico completamente diverso, l'Abruzzo è entrato a far parte della nuova Italia, a cavallo fra le due guerre, che nel 1931 restituisce così il suo volto:



**Figura 5.8: Copia Stilizzata planimetria storica risalente al 1931. (INU sulla Ricostruzione post-sismica dell'Aquila, sezione: Cartografia)**

Buona parte dei processi di espansione, modifica e rifacimento, già in atto nell'ottocento, adesso trovano nuovo slancio e possibilità attuative, la conquista di tutte le aree intra moenia è ormai quasi conclusa ed il centro storico definitivamente individuato nelle sue fattezze odierne. Completato dunque, l'inquadramento *storico-sismico* in cui si andrà a contestualizzare la ricerca scientifica in oggetto, si pone come punto di partenza imprescindibile l'individuazione del *tipo* murario prevalente in area aquilana: la muratura in pietra grezza, diversamente tessuta.

### 5.1.2 Il lessico costruttivo: le murature Aquilane

Il processo di analisi delle diverse modalità costruttive, utile per orientare il riconoscimento della qualità o dei difetti, necessita in prima istanza di una suddivisione per tipi degli esempi rilevati in situ. Lo strumento più semplice per sintetizzare in un unico quadro d'insieme le diverse modalità costruttive è quello di organizzarle in un abaco (vedi Figura 5.9)



Figura 5.9: Murature Aquilane rilevate in situ.

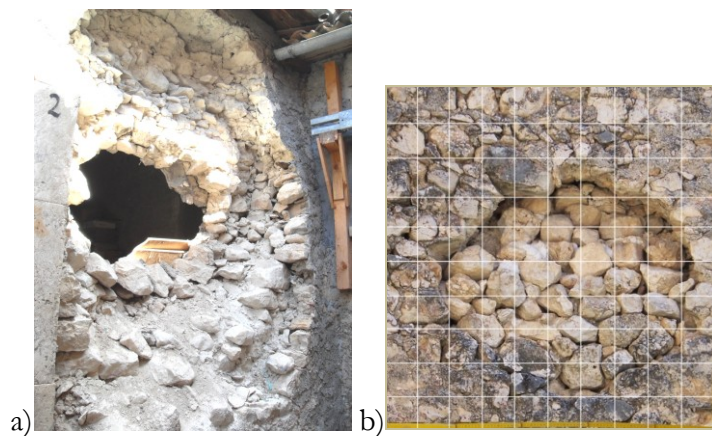
Il lavoro di tipizzazione ha restituito come indicazione primaria la distinzione in due *due tipi portanti* afferenti le categorie che nel capitolo secondo sono stata classificata come *opera in pietrame e mista*.

Il *primo tipo*, diffuso nei centri storici minori, mostra un apparecchio murario insufficiente meccanicamente sotto molteplici aspetti; infatti, è stato possibile rilevare ed osservare come gli elementi organizzati secondo questa tipologia abbiano evidenziato, sotto azione sismica, dei meccanismi di collasso non rispondenti alle casistiche codificate, mostrando così i punti di debolezza direttamente correlati all'organizzazione del tessuto murario (vedi Figura 5.10) quali:

- pezzatura degli elementi costituenti eccessivamente ridotta;
- assenza pressoché totale di elementi di collegamento trasversale;

giunti di malta eccedenti in grossezza;  
malte impiegate di qualità da mediocre a scadente con una forte presenza di componenti terrose;  
assenza pressoché totale di livellazioni e bancate;  
mancanza di continuità di contatto fra gli elementi.

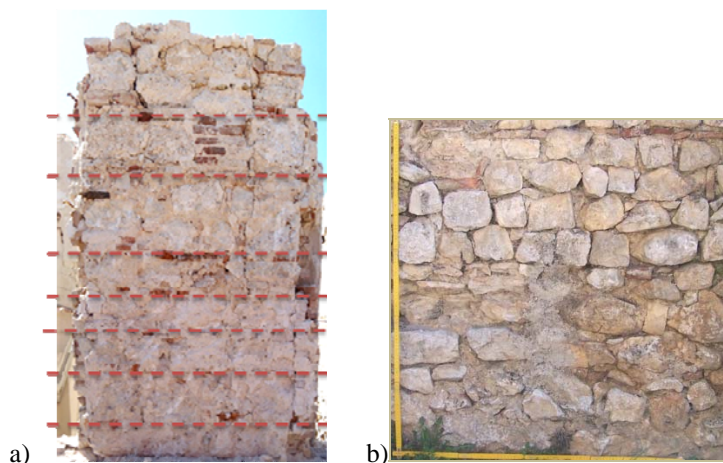
È evidente come questo tipo si discosti eccessivamente dalla *regola dell'arte* muraria, dando origine ai così detti: <<*muri-non muri*>> (Ceradini 2003), la cui insufficienza strutturale è tale da non consentire un comportamento del tipo a *blocco rigido*. Come mostrato in Figura 5.10, il pannello murario, sotto azione sismica, si andrà a parzializzare nella sua sezione resistente configurandosi come un elemento estremamente snello e presso flesso.



**Figura 5.10:** a) meccanismo di collasso per pressoflessione; b) campionatura apparecchio murario 1m x 1m – tipologia aquilana centri storici minori.

Differente è invece il comportamento del *secondo tipo*; questo rilevabile nella città intra moenia, mostra un apparecchio murario meglio organizzato, con una pezzatura media degli elementi in opera e ricorsi in mattoni pieni frequenti fra le bancate, a definizione e livellazione delle stesse (Figura 5.11).





**Figura 5.11: (a) meccanismo di collasso tipo blocco rigido; (b) campionatura apparecchio murario 1m x 1m – tipologia aquilana centro storico città de L'Aquila.**

Il contributo dei componenti sopra citati, sotto il profilo meccanico, è evidente; tuttavia, è opportuno rimarcare, come dei pannelli siffatti, se pur maggiormente rispondenti alla regola dell'arte, si discostano comunque da essa, mostrando una risposta alle azioni simiche, rispondente sì alle casistiche classiche in termini di danneggiamento direttamente osservabile e comportamento monolitico nei confronti del ribaltamento, ma evidentemente differente sotto il profilo prettamente legato al confronto meccanico ed alla risposta in termini di digramma forza-spostamento.

Il concetto sopra esposto risulterà di fondamentale importanza per la vasta, ma non esaustiva campagna di prove sperimentali che ci accingiamo a descrivere; tuttavia, si riportano le parole con cui il prof. ing. Antonino Giuffrè espone, tale convincimento, precorrendo i tempi, che bene interpreta il risultato sperimentale che è stato rintracciato:

*<<Se la regola dell'arte non è stata rispettata, al crescere della forza orizzontale vengono meno le precarie connessioni interne e il muro cede prima che quel valore sia raggiunto. Iniziato poi il cinematismo a prezzo di scorrimenti interni, la resistenza del muro degrada più rapidamente di quanto non avvenga per il naturale ridursi del momento stabilizzante. Il diagramma forza-spostamento della parete monolitica deve essere quindi corretto. [...] esso si mette in moto per una forza minore di quella necessaria a muovere una parete monolitica di ugual peso e spessore, e soprattutto, col progredire dello spostamento, le sconnessioni interne fanno sì che una parte del peso si*

*adagi sul lato posteriore e non partecipi a costituire momento stabilizzante. La forza orizzontale richiesta per l'equilibrio diminuisce ed il diagramma denuncia con la sua maggior pendenza un meccanismo di degrado aggiuntivo rispetto a quello riconosciuto al corpo rigido.>>*

(A. Giuffrè, Lettura sulla meccanica delle murature storiche, 1991)

## 5.2 PROVE SPERIMENTALI REALIZZATE IN SITU: CITTÀ DE L'AQUILA

### 5.2.1 La Campagna sperimentale: i luoghi

Il fabbricato oggetto di analisi, sito nel centro storico de L'Aquila, nel cuore della città, a seguito del sisma del 06 aprile 2009, ha riportato un

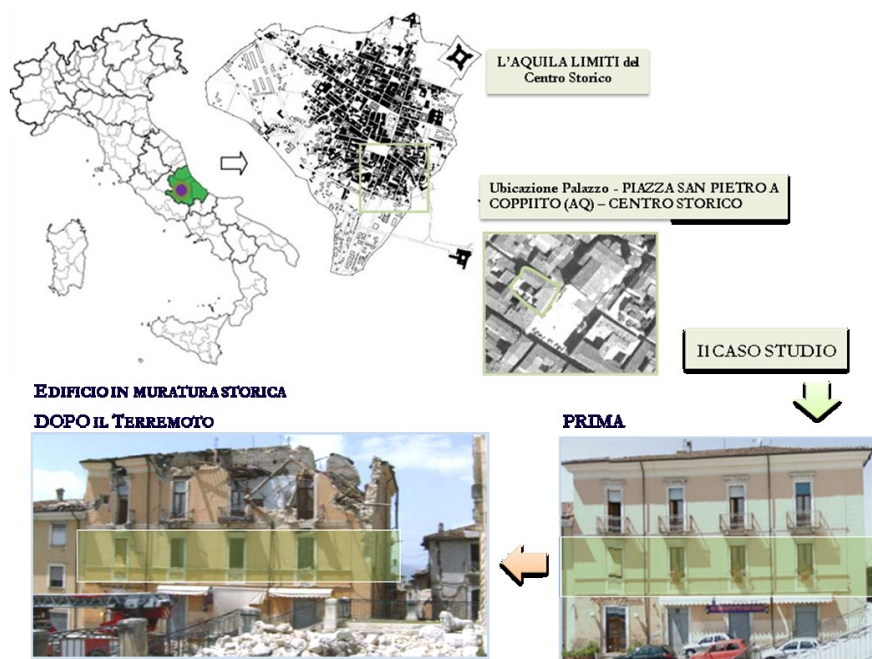


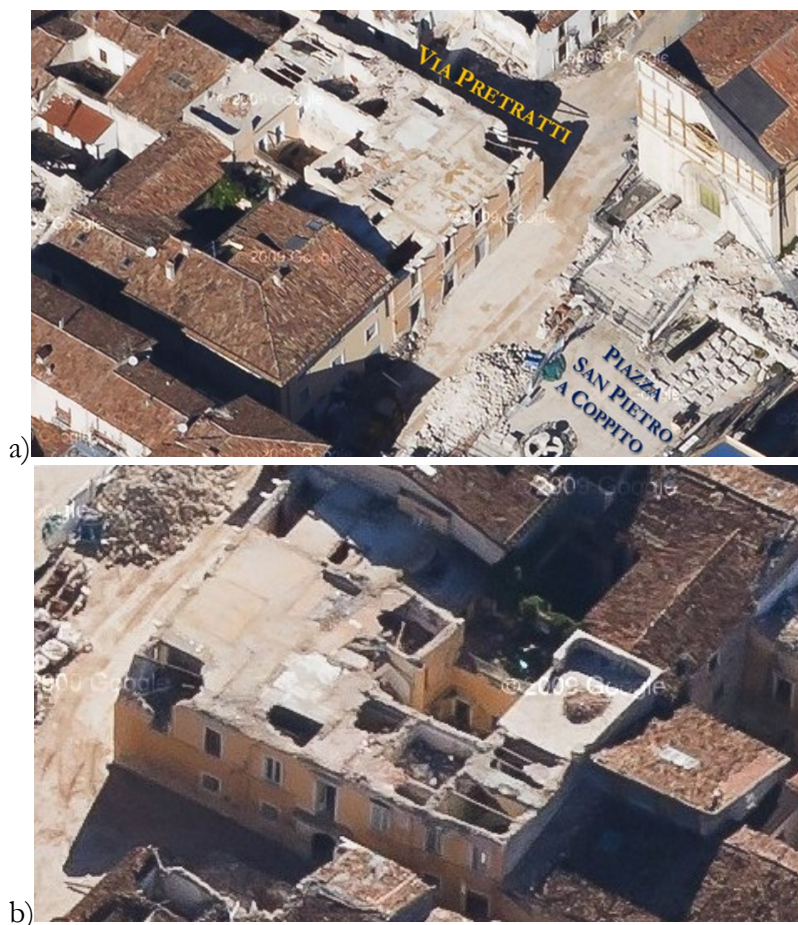
Figura 5.12: Inquadramento geografico e territoriale - Foto del fabbricato oggetto in analisi prima e dopo il sisma del 6 aprile 2009.

danneggiamento rilevante(vedi Figura 5.12); tale da indurre, gli enti preposti ad inserirlo in un programma di demolizione che prevedeva la



totale scomposizione del manufatto, a tutti i livelli, fatta eccezione per il piano terra. L'edificio irregolare in pianta (Figura 5.13b), consta di tre piani fuori terra con strutture voltate ai livelli inferiori.

Il palazzo storico è parte integrante di una delle *insule* principali che circondano e definiscono lo slargo rettangolare denominato piazza San Pietro a Coppito, (vedi Figura 5.13a) posto in posizione d'angolo, in adiacenza all'omonima chiesa, con facciata principale rivolta lateralmente su via Pretatti.



**Figura 5.13:** Foto aerea del Palazzo dopo la rimozione delle strutture pericolanti del secondo livello e la messa in sicurezza delle strutture voltate del piano terra.  
a) Facciata lato Piazza S. Pietro a Coppito; b) Facciata su Via Pretratti.

### 5.2.2 Il programma di Prove

Illustrati i luoghi, ci accingiamo sinteticamente a mostrare di seguito il programma di prove eseguito:

Elementi strutturali coinvolti - Maschi murari primo livello

Individuati da una successione regolare di aperture che ne definiscono i limiti geometrici e quindi le dimensioni standard del provino da testare in situ.

Dimensioni Pannelli: profondità 60cm, altezza 400cm, lunghezze – variabile intorno ai 210cm.

Pannelli selezionati: n.7

2 *pannelli* sono stati ritenuti idonei per la caratterizzazione meccanica della tipologia muraria in esame e l'individuazione del comportamento sotto azioni di tipo orizzontale: test effettuati in condizioni statiche con sollecitazioni di tipo orizzontale nel piano e fuori piano.(Figura 5.14)

Test di tipo non distruttivo e semi-distruttivo (P.n.d.) sono stati eseguiti al fine di ottenere un confronto con i risultati ottenuti.

5 *pannelli* sono stati rinforzati con differenti tecniche di consolidamento e/o miglioramento sismico e testati al primo modo di collasso. (Figura 5.14 indicati in blu)

#### Università coinvolte:

- Michele Candela, Università di Reggio Calabria
- Università di Napoli Federico II
- Antonio Borri, Università di Perugia
- Sergio Lagomarsino working group, Università di

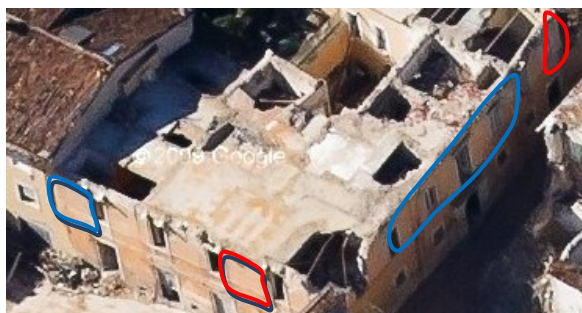
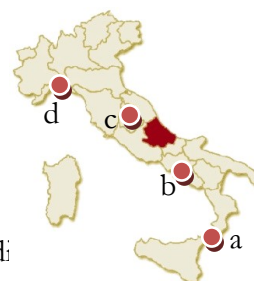
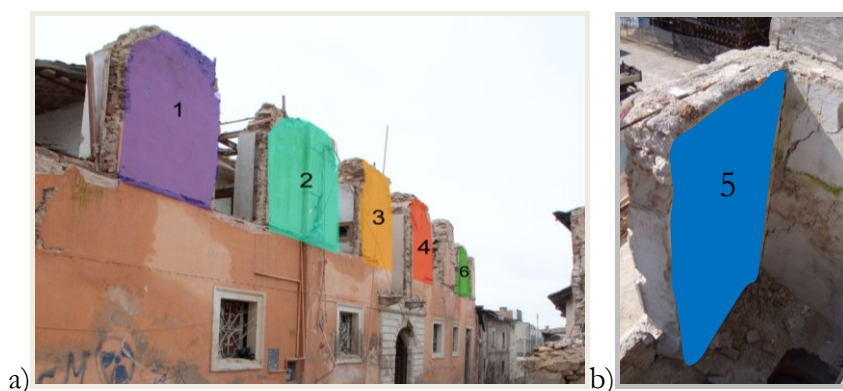


Figura 5.14: Foto aerea con indicazione dei pannelli testati.

### 5.2.3 Le Tecniche di rinforzo adottate

I pannelli destinati all'individuazione della risposta in termini di legge forza-spostamento per ribaltamento fuori dal piano sono in numero sei dislocati lungo l'intera facciata prospiciente su via Pretratti, (Figura 5.15a), con la sola eccezione di uno di essi, posto in posizione d'angolo, su Piazza San Pietro (Figura 5.15b). Si premette fin da subito che sono state impiegate differenti configurazioni di prova.

La prima tipologia prevede che il maschio murario sia soggetto ad una forza di tipo orizzontale applicata, secondo le possibilità del sito, il più possibile prossima al baricentro geometrico dell'elemento, attraverso una fune, in assenza totale di carico verticale mantenendo la base superiore del pannello libera di ruotare. Il test è del tipo monotono. Una seconda configurazione invece, prevederà l'applicazione dell'azione di ribaltamento attraverso un attuatore a doppio effetto, e quindi in maniera alternata, ancorato al pannello in corrispondenza del baricentro geometrico in assenza totale di carico verticale. Il test è di tipo ciclico.

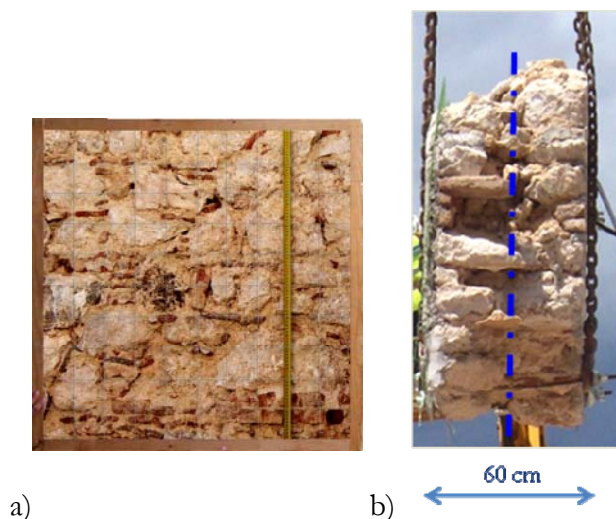


**Figura 5.15:** a) Foto facciata prospiciente Via Pretratti con indicazione dei pannelli testati; b) Foto pannello n.5 facciata rivolta su Piazza San Pietro.

Gli elementi selezionati, indicati in Figura 5.15 sono posti al primo livello fuori terra, riquadrati da aperture poste a distanza più o meno regolari fra di esse, si configurano naturalmente come dei veri e propri macroelementi, con spessori di 60cm per un'altezza di 4m.

La muratura costituente le pannellature è rappresentativa della morfologia edilizia aquilana indicata come *Mista* al Capitolo 2 e classificata come *Tipo 2* al paragrafo 5.1.2 di questa sezione. Le caratteristiche morfologico-costruttive sono, quindi, definibile come

*buone* (Figura 5.16); questa considerazione è valida sia sotto il profilo della geometria dei singoli elementi costituenti variamente organizzati, che sotto quello della qualità dell'apparecchio murario, in quanto tipologia in pietra grezza.



**Figura 5.16:** Campionatura muratura in situ, 1m x 1m, rappresentativa del modello tipologico locale aquilano – Pannello n.5; b) Sezione trasversale pannello n.1, si noti la pezzatura ridotta del pietrame.

I paramenti risultano composti, generalmente, da conci lapidei di dimensione medie, intorno ai 20cm circa o piccola intorno ai 10cm (Figura 5.16a). Questi elementi di forma parzialmente arrotondata, appaiono appena sbozzati ed allettati con malta di calce, realizzata con inerti di granulometria media, impastati con una importante componente terrosa e posti in opera in spessori di svariati centimetri. Le murature nel complesso appaiono quasi sempre ben organizzate mediante scapoli e scaglie in pietra e frammenti in laterizio, atti a rimediare al difetto di forma dato dall'imperfetto taglio del pietrame di pezzatura maggiore in opera. Ad ogni modo si registra una insufficienza degli stessi ed un'assenza di brecce.

La sezione trasversale (Figura 5.16b) è caratterizzata da un doppio paramento appena ingranato, con un monolitismo nei confronti delle sollecitazioni fuori dal piano degli elementi resistenti minimo, ma comunque sufficiente ad assicurare l'attrito e quindi la capacità di trasmettere carichi, sfruttando comunque parte della sezione geometrica,

variamente soggetta a fenomeni locali di arretramento del punto di cernierizzazione.

Dalla lettura dei caratteri morfologico-costruttivi dei paramenti di facciata è stato possibile desumere le deficienze tecniche di seguito esposte:

- ✓ l'assenza di elementi atti a collegare trasversalmente il pannello murario, quali: diatoni o semi-diatoni capaci di assicurare il monolitismo per azioni di tipo orizzontali dirette ortogonalmente al piano che lo individua;
- ✓ mancanza di continuità di contatto fra gli elementi di pezzatura maggiore, quindi, carenza nell'ingranamento verticale fra le pietre, non corretto scorrimento dei flussi tensionali, impossibilità di trasmissione delle tensioni, che si ammassano trovando delle vie preferenziali di deflusso lungo i giunti irregolari di malta, soggetti a loro volta in fase sismica ad eventuali plasticizzazioni locali proprio per la differente resistenza del pietrame in confronto alle malte, se pur di ottima qualità.

Palesati i difetti tecnico-costruttivi principali attraverso il raffronto con la regola dell'arte muraria, si procede ad illustrare, singolarmente, le diverse strategie d'intervento messe appunto ed attuate per le 5 pannellature destinate a tale scopo.

#### **5.2.3.1 I Pannelli su Via Pretratti**

Sono state realizzate cinque differenti metodologie di rinforzo murario, a partire dal semplice miglioramento della monoliticità trasversale, via via ci si è interessati di più aspetti, guardando all'intero elemento strutturale; destinando il pannello n.6 ad elemento originale di riferimento, confrontabile con gli ulteriori cinque consolidati. Si premette che nell'esposizione sulle tecniche adottate si procederà in maniere duale evidenziando prima una sintetica descrizione dell'idea progettuale di base e successivamente le fasi esecutive di dettaglio:

Il pannello n.1 è stato consolidato con tecnica progettata ed eseguita dal Prof. ing. Borri, dell'Università di Perugia, la modalità di rinforzo, consiste nell'utilizzare sulla faccia esterna la tecnica del reticolatus e su quella interna, un intonaco armato con rete in GFRP (Figura 5.17).



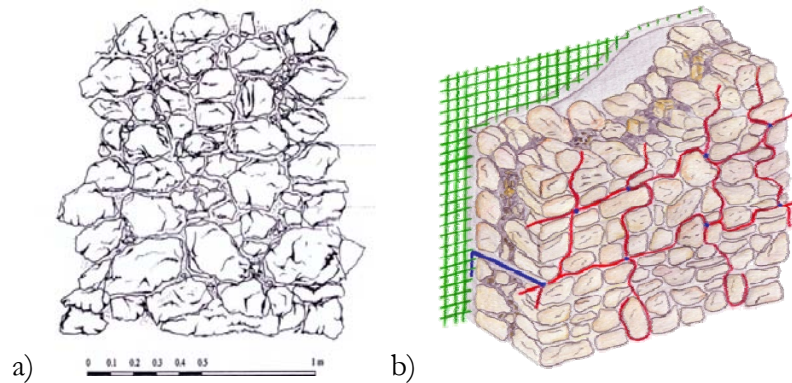


Figura 5.17: a) Paramento esterno in pietra grezza; b) Idea progettuale, Tecnica Ibrida: utilizzo sulla faccia esterna, per muratura, a vista la tecnica del reticolatus e su quella interna, un intonaco armato con rete in GFRP;

Fasi esecutive in dettaglio:

1. Spicconatura pannello murario e scarnificazione degli elementi;
2. Realizzazione di “gabbie” per il contenimento degli elementi murari e posa in opera di barre di ancoraggio a secco, che oltre a fissare il reticolo, consentono di collegare tra loro i paramenti, grazie, anche alle modeste dimensioni degli elementi lapidei delle murature aquilane; (Figura 5.18 - 19)
3. posa in opera d'intonaco armato con rete in GFRP (FIBRENET);
4. Ristilatura dei giunti. (Figura 5.19)

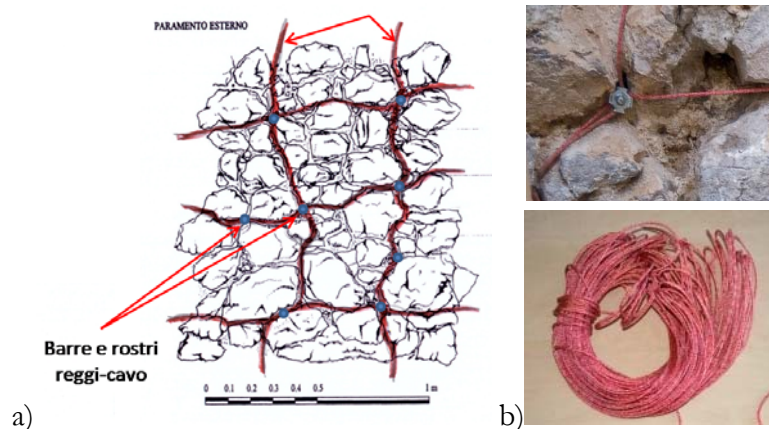


Figura 5.18: a) Intervento paramento esterno; b) dettagli barre reggi cavo e cavo;



Figura 5.19: a) esecuzione fase 2; b) pannello consolidato ad opera finita.

Difetti corretti: 1) Assenza parziale di monoliticità trasversale; 2) Mancanza di continuità di contatto

Il pannello n.2, progettato dal *Prof. ing. Candela*, dell'Università di Reggio Calabria, è stato rinforzato mediante l'inserimento di elementi trasversali di collegamento fra i due paramenti, di tipo artificiale, dimensionati e posti in opera con particolare attenzione alla messa in carico degli stessi; a tal fine è stato studiato un sistema innovativo composto da un “concio” resistente (vedi Figura 5.20) in conglomerato cementizio alleggerito, che

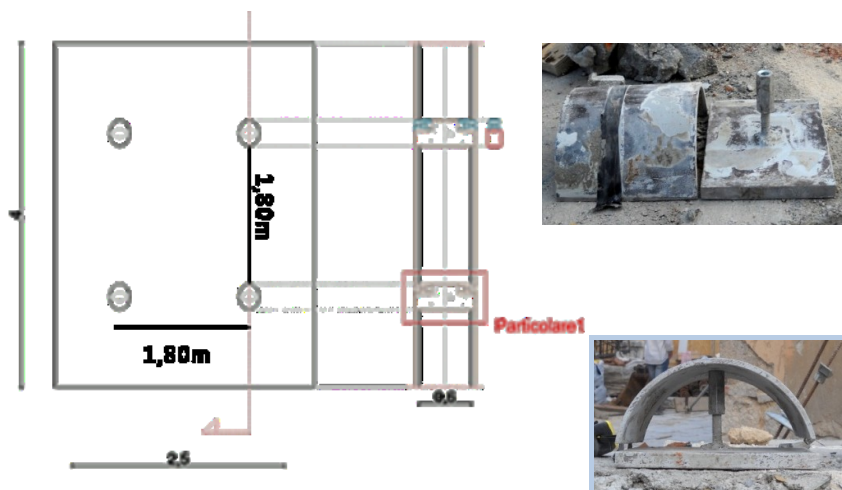


Figura 5.20: Schema progettuale pannello n.2 – dettagli concio resistente.

si configura in tutto e per tutto come un blocco in pietra, ma con una forma nella sezione trasversale a T rovescia, modellata in base all'esigenza di inserire dei divaricatori, in materiale metallico, capaci di controllare in maniera pressoché costante la messa in carico dell'elemento e quindi il ripristino del normale flusso delle tensioni, lungo l'intero paramento murario verticale (Figura 5.21).

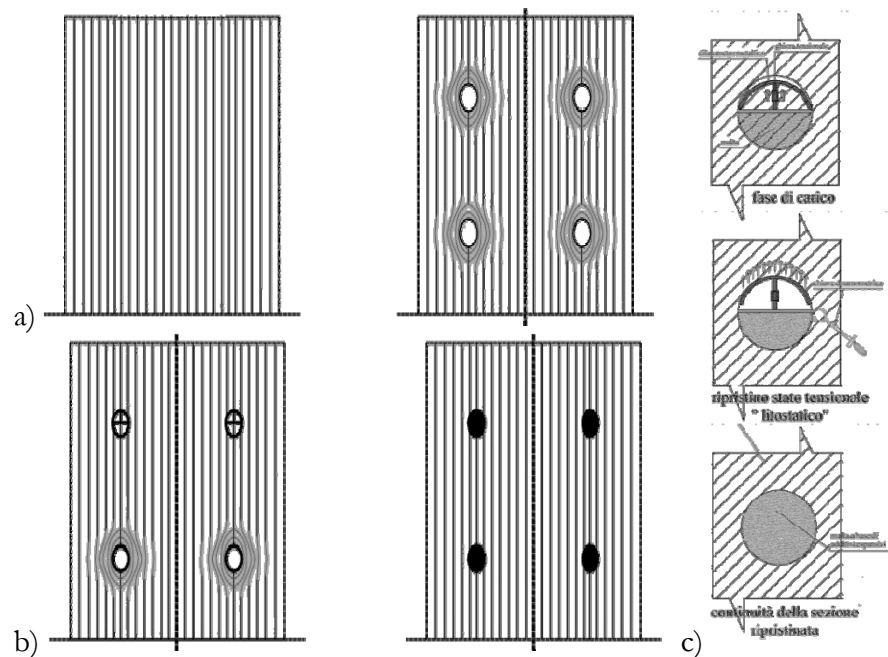


Figura 5.21: Fasi esecutive pannello n.2; a) rappresentazione deviazione dei flussi tensionali – perforazione come punti di debolezza; b) ripristino dei flussi tensionali; c) dettagli posa in opera concio resistente e messa in carico attraverso chiave dinamometrica.

Fasi esecutive in dettaglio:

1. realizzazione forature, mediante carotatrice, con interasse pari a circa tre volte lo spessore murario; (Figura 5.22)
2. costruzione di elementi in conglomerato alleggerito 30x20, con sezione a T rovescia, gettato in opera, attesi i tempi minimi di maturazione; al fine di produrre artificialmente un concio di pezzatura adeguata; (Figura 5.20-1)



3. posa in opera di divaricatori metallici per la messa in carico controllata, con chiave dinamometrica. (Figura 5.22)

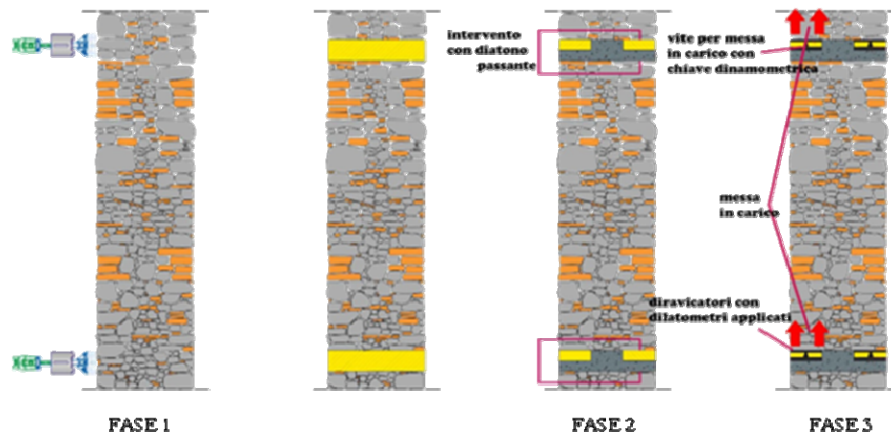


Figura 5.22: Fasi esecutive pannello n.2;

Difetti corretti: 1) Assenza parziale di monoliticità trasversale.

Il pannello n.3 è stato consolidato con tecnica di rinforzo murario progettata ed applicata dal Prof. ing. Borri, dell'Università di Perugia, questa prevede l'impiego di una tecnologia utilizzata per gli ancoraggi di catene metalliche, brevettata dalla ditta BOSSONG, che viene sfruttata in questo caso, per la realizzazione di *tirantini anti-esplulsivi*, quali diatoni artificiali, avvolti in una calza di poliestere (Figura 5.23).

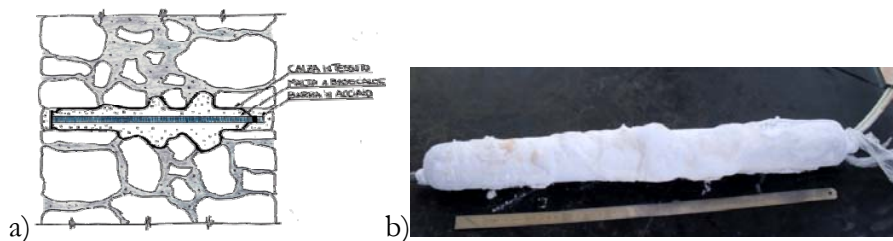


Figura 5.23: a) inserimento tirantini anti-esplulsivi con sistema calza avvolgente in opposizione alla dispersione incontrollata; b) tirantino anti-esplulsivo estratto a fine prova, Foto.

Il sistema così concepito ha come obiettivo quello specifico quello della tecnologia in questione, ovvero, evitare che l'iniezione si disperda in

modo incontrollato nella muratura, e che iniettando la calza, questa si espanda andando ad occupare i vuoti intorno al foro, realizzando così un elemento di ingranamento continuo nello spessore murario. La calza consente una fuoriuscita della parte più fine della miscela (iniettata a bassa pressione tramite dei tubicini in plastica posti ad un estremo della barra), che migliora così l'adesione al supporto (Figura 5.23). Si ha quindi un duplice ancoraggio: per adesione e per ingranamento, ottenendo come risultato finale quello del collegamento dei paramenti murari.

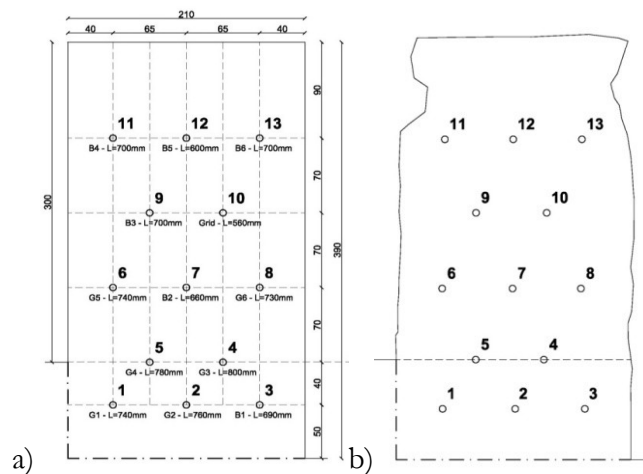


Figura 5.24: a) Schema perforazioni pannello n.3; b) rilievo del pannello in situ ed effettiva fattibilità dello schema proposto in figura a;

Fasi esecutive in dettaglio (Figura 5.25a):

1. perforazioni orizzontali con sonda diamantata con funzionamento a sola rotazione con lunghezza variabile da 560 a 800 mm. Tali perforazioni, del diametro di 60 mm, sono state realizzate mediante carotatrice tipo HILTI montata su apposito telaio fissato al pannello murario con ancorante chimico, vista l'impossibilità di utilizzo di ancoranti di tipo meccanico (Figura 5.24).
2. Posa in opera tirantini anti-espluvivi (Figura 5.23):
  - ✓ Barra tipo GBOS 16/304 in acciaio inossidabile ad alta resistenza con filettatura trapezoidale a passo grosso, continua su tutta la lunghezza; diametro 16 mm; lunghezza 500 mm;

- ✓ Calza tubolare in tessuto fissata in corrispondenza delle estremità della barra in acciaio;
  - ✓ Tubicino in nylon del diametro di 8 mm per l'iniezione.
3. Iniezioni - Malta a base calce di tipo Bossong BCM Ls avente resistenza a compressione media a 28 gg pari a 8.7 MPa e resistenza a trazione per flessione media a 28 gg pari a 2.6 Mpa

Difetti corretti: 1) Assenza parziale di monoliticità trasversale.



**Figura 5.25: a)Pannello n.3 foto a lavorazioni ultimate, pronto per essere testato; b)Pannello n.4 foto a lavorazioni ultimate.**

Il pannello n.4 consolidato mediante la consueta tecnica delle iniezioni, realizzata effettuando perforazioni ad interasse di circa 60cm con miscela d'iniezione in boiaccia di calce posta in fase con pressione di circa 2 bar, previo lavaggio delle murature (Figura 5.25b).

Il pannello n.5 è stato consolidato con tecnica progettata ed applicata dall'Università di Napoli "Federico II"; questa prevede il miglioramento delle caratteristiche meccaniche del pannello mediante l'inserimento di diatoni, atti a conferire monoliticità trasversale e rinzeppatura superficiale mediante l'impiego di zeppe in materiale fittile, atte a garantire l'ingranamento verticale fra gli elementi di pezzatura maggiore (Figura 5.26).

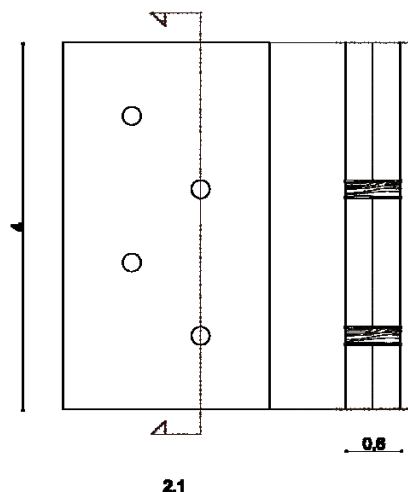


Figura 5.26: Idea progettuale.

Fasi esecutive:

1. Spicconatura pannello murario e scarnificazione degli elementi. Diversa fattura dei paramenti;
2. Realizzazione forature, mediante carotatrice, con schema per la posa in opera degli elementi di collegamento trasversale, posizionati in maniera tale da interagire con conci lapidei di adeguate dimensioni. Diametro perforazioni  $\phi$  200 n.4;
3. Rinzeppatura fra i conci lapidei eseguita con frammenti di laterizio o zeppe, sempre in laterizio e stilatura dei giunti con malta di calce idraulica;
4. Posa in opera dei diatoni lignei ( in essenza castagno), di forma cilindrica con successiva messa in carico, a mezzo di elementi in legno, sagomati ognuno a forma di zeppa, vengono introdotti da entrambe le facce del muro, al fine di realizzare, nell'area centrale dello spessore murario, la necessaria messa in carico del diatono.

Difetti corretti: 1) Assenza parziale di monoliticità trasversale; 2) Mancanza di continuità di contatto.

Di seguito, in dettaglio, la strategia adottata per il pannello n.5, progettata e sviluppata in originale dalla Dottoranda nell'ambito dell'attività di ricerca in oggetto.

### 5.2.3.2 Il Pannello n.5

La metodologia di rinforzo murario è stata sviluppata secondo tecniche e materiali di tipo tradizionale; si esaminino di seguito, nel dettaglio, le fasi esecutive sopra puntualmente elencate.

Il primo stadio contempla la possibilità di studiare in maniera sistematica la posa in opera degli elementi costituenti, al fine di comprenderne al meglio le modalità con cui i corpi resistenti risultano pluriconnessi fra loro. Perciò, si è proposto per una spicconatura pressoché totale e scarnificazione degli elementi murari, fino ad avere la possibilità di leggerne distintamente i connotati costruttivi (vedi Figura 5.27).



Figura 5.27: Pannello n.5, Fase 1 - Spicconatura paramenti.

Da questo primo step di analisi è stato possibile ricavare un dato fondamentale: la diversa fattura del paramento esterno rispetto a quello rivolto verso l'interno del fabbricato; quindi, la necessità di studiare e determinare una configurazione adeguata per la posa in opera degli elementi di collegamento trasversale. Questa dovrà prevedere la possibilità sia di intercettare su ambedue i paramenti degli elementi di fascia utili a sopportarli, che di trovare un interasse funzionale all'intero organismo strutturale – pannello, garantendo un corretto dimensionamento degli stessi. Individuato lo schema desiderato (vedi Figura 5.26) si è avanzato operando a mezzo carotatrice diametro  $\varnothing$  200, numero 4 perforazioni (Figura 5.28).

Successivamente, visto lo stato di degrado delle malte in opera e la perdita di aderenza e coesione da parte di scapoli e scaglie, è stata adottata come soluzione progettuale la tecnica della rinzeppatura superficiale per ovviare al difetto di continuità di contatto del pietrame di pezzatura maggiore in sostituzione agli ingenti spessori di malta rilevati.



**Figura 5.28:** a) Foto perforazioni a mezzo carotatrice  $\varnothing 200$ . b) foto perforazione, da notare la pezzatura estremamente ridotta degli elementi rinvenuti lungo l'intera sezione.

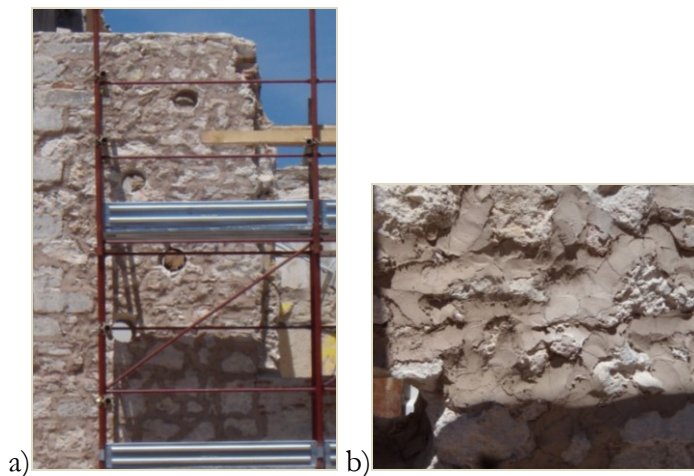
Al fine, dunque, di ripristinare questa condizione che risulta localmente mal progettata in origine, si è proceduto con l'inserimento di frammenti di laterizio o zeppe vere e proprie, a seconda dell'occorrenza, lungo tutto il pannello murario, allettandoli con malta di calce idraulica, previa pulitura e lavaggio della superficie di posa fino a garantire un corretto ritiro della malta impiegata (Figura 5.29). Inoltre, è stata prevista una ristilatura dei giunti ed il riassetto di scapoli e scaglie (Figura 5.29).

È importante, ancora, evidenziare come la rinzeppatura, sia essa superficiale (brecce) che profonda (scaglie e scapoli), possa contrastare l'arretramento del punto di cernierizzazione lungo la sezione trasversale qualora il pannello murario dovesse risultare soggetto ad azioni degradanti di tipo ciclico dirette ortogonalmente o complanarmente al piano principale che lo individua.

Questa semplice operazione, quindi, può contribuire in maniera determinante al miglioramento della distribuzione delle sollecitazioni,



garantendo un comportamento meccanico corretto, implementando la resistenza a compressione delle aree più esterne della sezione muraria.



**Figura 5.29:** a) Foto del pannello nell'ultima fase dell'intervento di miglioramento; b) rinzeppatura superficiale e stilatura dei giunti.

Come operazione conclusiva, è stata effettuata la posa in opera dei diatoni lignei, con successiva messa in carico degli stessi a mezzo di elementi tagliati a cuneo, sempre in legno; posati in opera a secco su ambo i lati ed incuneati fra di essi nella mezzeria della sezione trasversale (Figura 5.30).



**Figura 5.30:** a) posa in opera diatoni lignei; b) dettaglio.

## 5.2.4 I meccanismi di collasso a primo modo: modalità di prova

### 5.2.4.1 Generalità

I pannelli, come già premesso, sono stati testati staticamente con delle prove a ribaltamento fuori dal loro piano, monotone e cicliche; rispettivamente effettuate a mezzo di un tiro esercitato attraverso una fune ed un attuatore a doppio effetto, entrambe in controllo di spostamenti.

### 5.2.4.2 Il pannello n.5: La prova ciclica

Il pannello n.5, a unica eccezione, è stato testato ciclicamente. Il set up di prova prevedeva l'impiego di un attuatore di tipo statico con corsa 70cm max, carico massimo applicabile 50 ton distribuito lungo la larghezza del pannello mediante una trave di ripartizione (dim. 0,3m x 1m), a sua volta fissata con n.2 tirafondi, (Figura 5.32). La larghezza totale del pannello è pari a 2,10m.. Gli spostamenti sono stati rilevati attraverso dei sensori del tipo: trasduttore elettrico collegato alla centralina di acquisizione dati con una precisione pari ad 1 centesimo di millimetro e velocità di acquisizione dati: 1 scansione al secondo.(Figura 5.33)

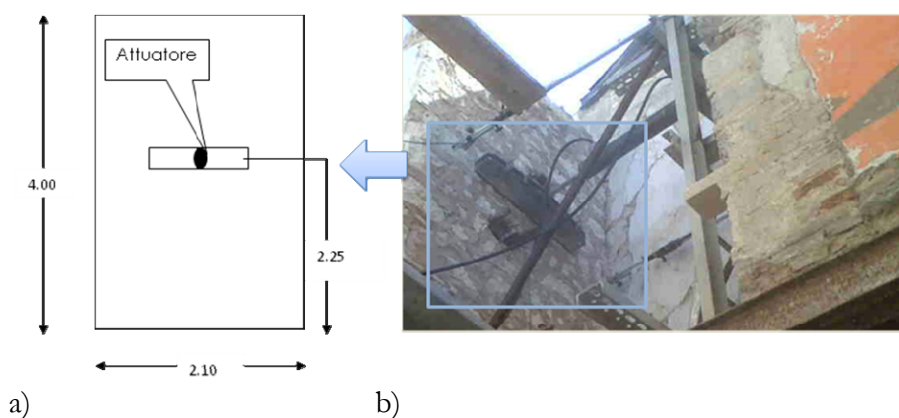


Figura 5.31: a) schema set-up di prova posizionamento attuatore; b) Foto.

Il test è stato eseguito in controllo di spostamenti secondo una storia di carico che prevedeva un numero massimo di cicli pari a 5 con step progressivi da 3cm, in previsione di uno spostamento ultimo, alla quota del baricentro, pari a 20cm circa, e quindi una sesta ed ultima fase a ribaltamento.



L'attuatore è stato posizionato ad una quota il più vicino possibile al baricentro geometrico del pannello (2,25m), in relazione alle diverse difficoltà del sito di prova, si ricordi che il piano di posa del maschio murario è collocato ad una quota di circa 4m dal livello di terra, privo di alcun elemento d'interpiano.

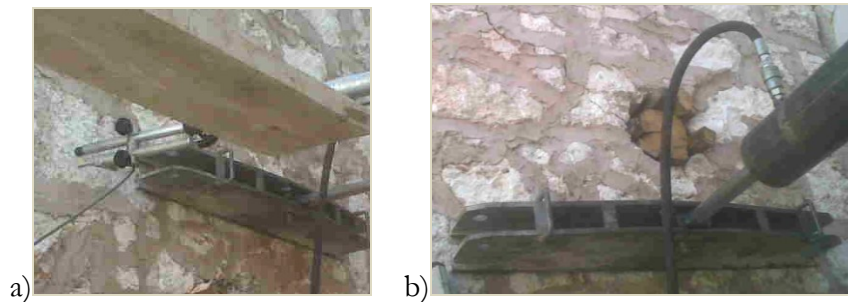


Figura 5.32: a) Sensori impiegati; b) Trave di ripartizione ancorata al pannello.

La tipologia di attuatore è stata adottata in relazione al valore limite oltre il quale si prevedeva l'attivazione del cinematismo in analisi ed il conseguente collasso fuori dal piano. (Tabella 5.1)

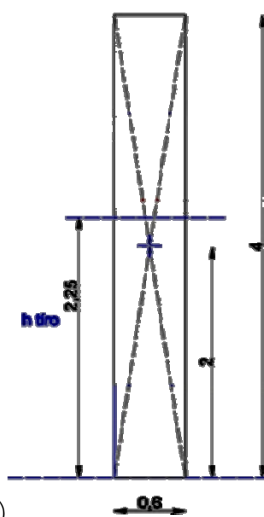
**Tabella 5.1 Pannello n.5 valutazione della forza limite, nella supposizione che si comporti come un blocco rigido (Analisi limite).**

Pannello 5 L'AQUILA comportamento monolitico		Peso (Kg)	Ms (daN*m)	F (daN)	Forza limite
			Mr=Ms		Frispetto h reale di tiro
h (m)	4	11088	3326	1663	1478
b (m)	0,6				Fmax rilevata sperimentalmente
peso	2200				
l (m)	2,10	1			Fmax rispetto ad una porzione di 1m per un tiro applicato al baricentro
h tiro (m)	2,25				792

È stato rilevato un valore di carico minimo pari a 175 daN con spostamento pari a 5mm, fino ad un massimo di 220 mm e picco massimo di resistenza pari a 1469daN per la fase positiva (Tabella 5.2) e di 1453daN per la fase negativa, appena inferiore. I valori verranno successivamente omologati alla quota esatta del baricentro geometrico e

referiti da una porzione di 1m in modo da renderli perfettamente confrontabili fra di essi; ad ogni modo, osservazioni e risultati verranno riportati in dettaglio nella quarta ed ultima parte.

**Tabella 5.2 a) schema posizione di tiro; b) Efficienza Pannello 5 rispetto al comportamento teorico di corpo rigido.**

		<b>Pannello 5</b> <b>L'AQUILA modello</b> <b>sperimentale</b> <b>confronto con</b> <b>comportamento</b> <b>monolitico</b>			
		Peso (Kg)	Ms (daN*m)	F (daN)	Forza limite
			Mr=Ms		F rispetto h reale di tiro
h (m)	4	11088	3326	1663	1478
b (m)	0,6				Fmax rilevata sperimentale
peso	2200				1469
l (m)	2,10	1			F confronto
h tiro (m)	2,25				.9
h cerniera	0,9				Fmax rispetto ad una porzione di 1m per un tiro applicato al baricentro
					787

### 5.2.5 I meccanismi di collasso a secondo modo

L'ultima prova effettuata è di tipo taglio – compressione, è stata sviluppata in collaborazione con L'Università di Genova, Prof. Sergio Lagomarsino e dott. ing. Serena Cattari. Il Pannello impiegato, come già anteposto, è situato lungo la facciata prospiciente Piazza San Pietro (Figura 5.33) di dimensioni pari a 3.30 m in larghezza, 2.40 m in altezza (riferita alla sola porzione effettivamente testata, scevra dalle parti impiegate per il posizionamento ed ancoraggio dell'apparato di prova) con spessore pari a 60 cm.



**Figura 5.33: Individuazione del pannello lungo la facciata principale, prospiciente piazza San Pietro a Coppito (AQ)**

### 5.2.5.1 Le prove Taglio – Comprensione: Configurazioni e modalità di rottura, risposta e modellazione

Prima di procedere con la descrizione dell'anzidetta prova si riferisce brevemente circa le configurazioni di prova standard ed i modelli interpretativi edotti su base sperimentale, di laboratorio, ed ampiamente codificati nella letteratura di riferimento.

La risposta di un maschio murario soggetto ad una azione di taglio diretta complanarmente al piano principale che lo individua, come ad esempio quella sismica, può essere studiata sperimentalmente utilizzando prevalentemente due configurazioni tipo di prova.

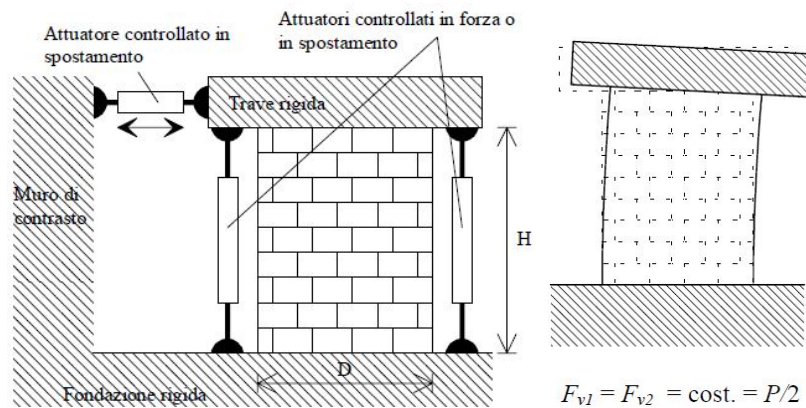


Figura 5.34: Configurazioni di prova T-C: TIPO 1. (Magenes, 2002)

La prima [Tipo 1] (Figura 5.34) contempla la possibilità che il maschio sia soggetto ad un carico verticale distribuito di risultante  $P$ , applicato in sommità, mantenuto costante e centrato, a cui viene successivamente applicato uno spostamento monotono o ciclico in testa che genera una forza tagliante  $V$ , mantenendo il maschio libero di ruotare.

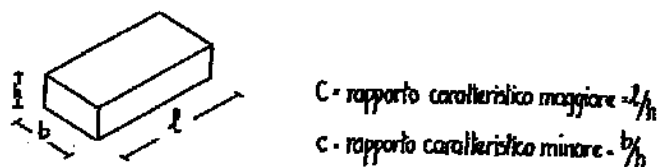


Figura 5.35: Il rapporto caratteristico

La trasmissione del carico verticale e della forza tagliante al pannello viene solitamente realizzata tramite una traversa rigida (Figura 5.34) che consente la distribuzione degli sforzi sulla lunghezza del muro. Tale concetto, riferito ad una muratura in pietra grezza è strettamente correlato alla capacità dei singoli elementi costituenti, vista la disparità fra di essi, di diffondere i carichi uniformemente lungo tutto il pannello. È ben noto in letteratura come il rapporto caratteristico (vedi Figura 5.35) fra gli elementi, nonché la loro pezzatura e disposizione, risulti responsabile della diffusione dei carichi; al variare della superficie di contatto fra essi varierà anche la possibilità di trasmissione e quindi di diffusione dei carichi (vedi Figura 5.36) ed in questo caso anche di diffusione dell'azione di taglio.

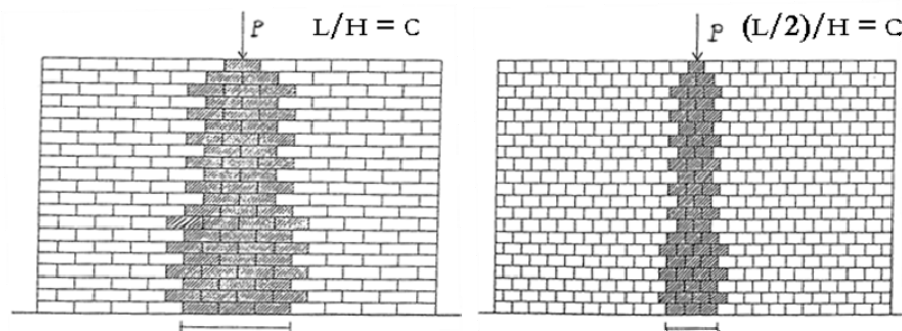


Figura 5.36: Area d'influenza di diffusione dei carichi a) pannello murario interamente realizzato in ortostati, b) pannello murario tutto realizzato in diatoni. Si noti che la trasmissione dei carichi nel caso b può anche risultare dimezzata. (Ceradini, 1992)

In generale, nel valutare la resistenza a taglio di un pannello murario è possibile distinguere in due tipi principali di meccanismi:

- presso-flessione o ribaltamento;
- taglio.

Nell'ambito dei meccanismi da taglio è possibile evidenziare due tipologie fondamentali di rottura:

- scorrimento lungo linee di frattura orizzontali.

(nei i così detti <<Solidi a strati>> oppure per i muri <<Misti>> [vedi Cap. 2] realizzati con listature eccessivamente ravvicinate a definizione delle bancate, questi elementi di ripianamento

possono configurarsi come superfici di scorrimento preferenziali e quindi di massima debolezza);

- rottura per fessurazione diagonale (che può anche svilupparsi in modo esteso lungo l'altezza del pannello).

Le fessure diagonali possono interessare prevalentemente i giunti oppure i conci a seconda che la resistenza relativa dei giunti prevalga rispetto a quella dei conci, o viceversa, ed a seconda del livello di compressione media applicata.

Per i fenomeni di presso-flessione o ribaltamento, invece, senza entrare nel merito delle peculiarità del tipo murario, le modalità di rottura possono avere luogo secondo differenti manifestazioni fessurative. Nell'ipotesi di comportamento monolatero del materiale, quindi non resistente a trazione se non per il contributo dato degli ortostati, di cui si ricorda la funzione meccanica [Cap.3], si evidenziano lesioni da sub-verticali fino a diagonali del tipo a  $45^\circ$ , con interessamento dell'intero elevato strutturale in analisi, come indicato in figura 5.37.

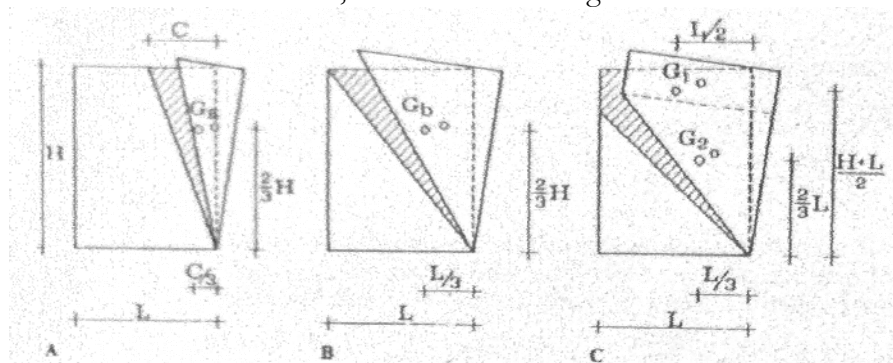


Figura 5.37: Meccanismi di collasso II modo individuati a seguito di campagna sperimentale (Giuffrè, 1993): A. lesione sub verticale; B. lesione con separazione triangolare secondo una diagonale che taglia dallo spigolo compresso a quello opposto in alto; C. lesione inclinata a  $45^\circ$ .

I tre casi proposti, come riepilogative delle differenti modalità di rottura, sono stati evidenziati a seguito di un'esaustiva campagna d'indagini (Ceradini, 1992); questi risultano idonei all'interpretazione del comportamento di elementi murari affetti da imperfetto monolitismo (Figura 5.38b) e pertanto rispondenti alla realtà edilizia rurale, nel senso più ampio del termine.

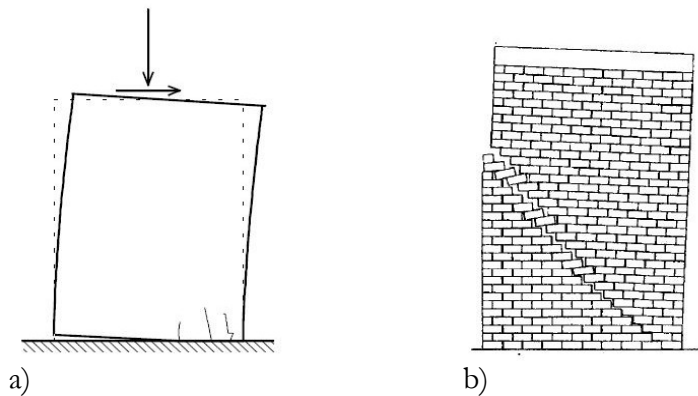


Figura 5.38: Diverse modalità di rottura per ribaltamento. a) muratura con capacità coesiva tale da sviluppare un meccanismo di pressoflessione; b) muratura a secco, gli elementi sfruttano la forza d'attrito che si sviluppa all'interfaccia fra gli elementi e l'ingranamento per forma fra di essi (Giuffrè et al., 2004). (Magenes, 2002)

Tuttavia, riferendoci in generale a quanto disponibile in letteratura, è possibile ricadere nel caso in cui la coesione fra le parti risulti tale da evidenziare una rottura per pressoflessione con conseguente produzione di tensioni di compressione sullo spigolo inferiore della parete come riportato in Figura 5.38a.

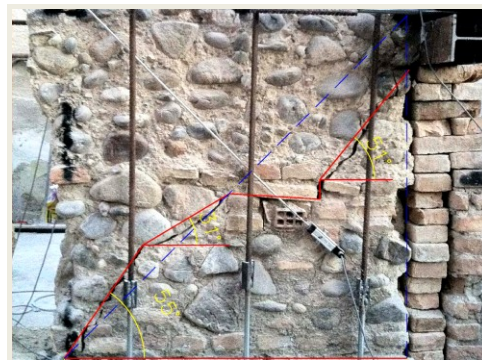


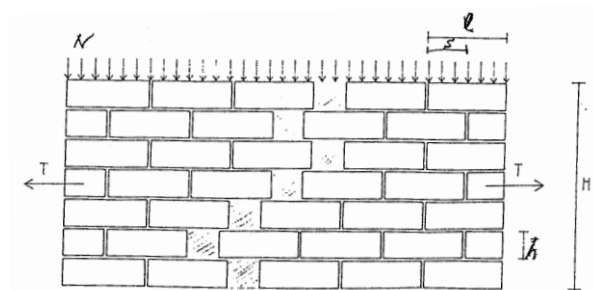
Figura 5.39: Esisti quadrofessurativo prova T-C effettuata in situ (RC); si noti la variazione della diagonale in relazione alla pezzatura degli elementi lapidei, e la variazione di meccanismo di rottura in corrispondenza della listatura in mattoni.

Ad ogni modo, riferendoci al caso specifico oggetto di questa tesi: la muratura in *pietra grezza*, a differenza dell'opera in pietra concia alletta con malta di calce, in risposta alle sollecitazioni nel piano sfrutterà ben

poco l'effetto coesivo delle malte e si affiderà ad ingranamenti meccanici e per forma con attrito generato per lo più dall'irregolarità delle superfici dei suoi elementi costituenti e pertanto assimilabile alla tipologia evidenziata in Figura 5.38b. Infatti, come evidenziato sperimentalmente svilupperà meccanismi per fessurazione diagonale con connotazioni varie, tutte intrinsecamente connesse alla pezzatura degli elementi in opera (cioè al rapporto caratteristico degli elementi) ed alla continuità di contatto fra di essi, intesa come capacità di diffondere i carichi, per l'appunto, per contatto. (Figura 5.39)

Per meglio chiarire i concetti di: <<rapporto caratteristico>> e <<diffusione dei carichi>>, riportiamo breve nota circa il ruolo meccanico degli ortostati o degli elementi disposti di fascia in genere.

Gli ortostati nel caso di sollecitazioni di tipo orizzontali garantiscono una sorta di pseudoresistenza a trazione (vedi Figura 5.40) e la diffusione dei carichi nel piano delle murature. Volendo valutare il contributo che è in grado di offrire ogni singolo elemento così disposto e quindi riferendoci, ad esempio, ad un muro costituito di soli ortostati e soggetto ad un carico  $N$ , si avrà che:



**Figura 5.40: Il ruolo degli Ortostati: La pseudoresistenza a trazione (Ceradini, 1992)**

Dimensioni concio:

- lunghezza "l";
- sovrapposti fra loro di una lunghezza "s" pari a  $l/2$ ;
- alti "h";
- coefficiente d'attrito "P";

Soggetti ad un Carico "N" verticale;

Sarà in grado di reagire a trazione con una risposta pari a:

$$T = N * s * f * n$$

Con  $n$  = al numero di filari.

Analogamente la resistenza complessiva del muro composto da  $n$  filari di ortostati sarà uguale a:

$$T = (N * s * f * n) / (n * h)$$

con  $n * h = H$

Evidenziando il rapporto caratteristico  $l/h = c$ , che definisce geometricamente il singolo elemento componente si avrà che:

$$T = (N * l * f) / (2 * h) = (N * c * f) / 2$$

al variare del rapporto caratteristico maggiore  $l/h$  del singolo elemento, quindi, l'area d'influenza di diffusione dei carichi può anche risultare dimezzata come è evidente in Figura 5.36.

La seconda configurazione [Tipo 2], invece, a differenza della prima, prevede che la traversa superiore trasli rigidamente, insieme al pannello murario senza ruotare (Figura 5.41) fino a che la resistenza e la capacità di spostamento del maschio lo consenta, viste le dimensioni geometriche dello stesso, realizzando così una condizione di “doppio incastro” che porta le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore ad avere eccentricità di segno opposto, crescenti al crescere della forza tagliente  $V$ .

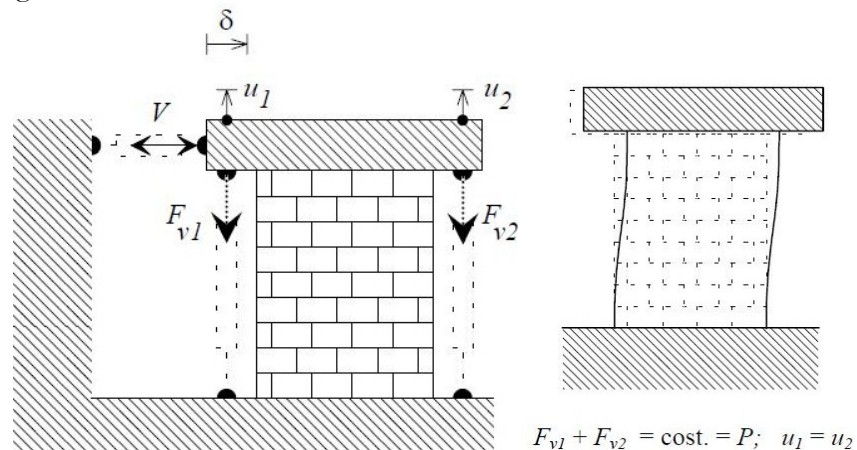
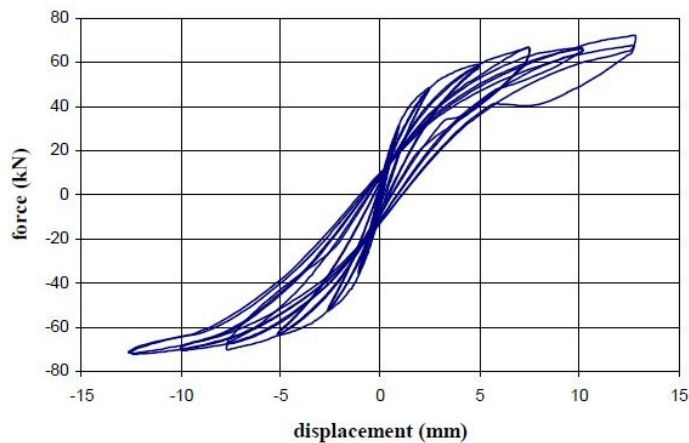


Figura 5.41: Configurazioni di prova T-C: TIPO 2. (Magenes, 2002)

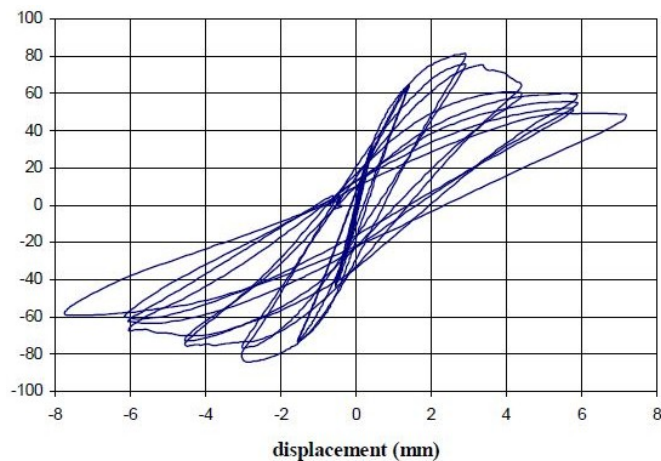


Esaminiamo adesso la risposta in termini di curva  $V-\delta$ , sia nel caso di meccanismi per ribaltamento o pressoflessione, che per rottura da taglio; essa risulta fortemente non lineare.



**Figura 5.42: Risposta ciclica di pannelli soggetti a prova - rottura per ribaltamento. (Magenes, 2002)**

Si riportano due esempi sperimentali del possibile comportamento ciclico di pannelli in muratura di mattoni pieni testati secondo gli schemi codificati, i quali sviluppano rispettivamente (Figura 5.42) un meccanismo di ribaltamento o pressoflessione e taglio per scorrimento (Figura 5.43) secondo una superficie orizzontale di taglio.



**Figura 5.43: Risposta ciclica di pannelli soggetti a prova - rottura per taglio con fessurazione diagonale. (Magenes, 2002)**

Si rileva in entrambi i casi, analizzando l'involuppo dei cicli, una possibile elasticità iniziale del pannello delineata da un tratto lineare da cui si discosta al crescere del taglio. Tale cambiamento dal comportamento iniziale è dovuto principalmente alla parzializzazione delle sezioni, in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta, o meglio valutabile solo in termini di pseudo resistenza a trazione, iniziale, dovuta al contributo dato dagli elementi disposti di fascia. Si assiste ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche dovuto alle sollecitazioni di taglio e compressione nelle porzioni reagenti che gradualmente si disarticolano a prezzo di scorrimenti interni e perdita di coesione (vedi Figure 5.42-43.).

Generalmente, allora, un maschio murario che entra in crisi per rottura da ribaltamento (Figura 5.42) mostrerà dei cicli d'isteresi con bassa dissipazione; mentre nel caso in cui mostri una rottura per taglio con fessurazione diagonale, la curva d'involuppo mostrerà un valore massimo corrispondente approssimativamente alla formazione di fessure visibili, seguito da un ramo decrescente associato alla progressione del sistema di fessure fino alla disarticolazione del pannello e quindi al collasso (Figura 5.43).

In letteratura è noto come nel caso in cui si esegua una prova di tipo monotona, invece, la pendenza del ramo decrescente della curva  $V-\delta$ , generalmente, tende ad essere minore che nel caso ciclico.

Indicate, quindi, le possibili configurazioni di prova, le modalità di rottura e la risposta in termini di curva  $V-\delta$ , rimangono da definire gli obiettivi della modellazione, se pur semplificata, nel tentativo di riprodurre la risposta che si andrà ad individuare sperimentalmente.

Si possono determinare tre fenomeni fondamentali:

- ✓ la resistenza del pannello, intesa come valore massimo del taglio resistente  $V_{max}$ ; o come carico limite qualora si consideri un cinemismo di collasso (Figura 5.38) nell'ipotesi di comportamento monolatero del materiale, infinita resistenza a compressione e presenza di attrito fra gli elementi lapidei.
- ✓ la deformabilità del pannello prima di raggiungere  $V_{max}$ ; cioè nell'ipotesi di corpo rigido e quindi di progressiva diminuzione della rigidezza al crescere della forza orizzontale con significativo sviluppo di componenti verticali di spostamento (queste

risulteranno meno evidenti quanto più ci discostiamo dal modello ideale di opera quadrata, realizzata secondo i dettami della regola dell'arte muraria);

- ✓ la deformabilità del pannello dopo il raggiungimento di  $V_{max}$  intesa come pseudo-duttilità oppure modellata secondo un comportamento di tipo fragile con abbattimento della resistenza a 0.

Il calcolo della resistenza di un pannello murario va relazionato al meccanismo di rottura che si vuole interpretare; sono stati precedentemente definiti due meccanismi principali a cui possiamo associarne un terzo inteso come ribaltamento rigido dell'intero pannello intorno al suo spigolo inferiore.

Nello specifico il meccanismo che si vuole definire è quello di un pannello soggetto a ribaltamento nel piano principale che lo individua; esistono differenti approcci, tuttavia, ci si riferirà al caso del blocco rigido e pertanto si assumerà alla base l'ipotesi di comportamento monolatero ed infinita resistenza a compressione del materiale ammettendo, però, la presenza di attrito fra gli elementi lapidei e quindi l'esistenza di una pseudo resistenza a trazione che lo differenzia dal comportamento di materiale perfettamente monolatero accostandolo maggiormente alla realtà.

Si prenda ad esame una parete soggetta a forze orizzontali proporzionali al suo peso e si ipotizzi come già anteposto, tre casi principali a cui riferirsi (riportati in figura 5.38). Applicando il principio dei lavori virtuali è possibile valutare il valore della forza limite necessaria affinché il meccanismo si attivi e la porzione individuata si distacchi. Le formulazioni adottate sono le seguenti:

- ✓ Cinematismo di collasso Tipo A: lesione sub verticale - distacco di una porzione limitata.
- ✓ Cinematismo di collasso Tipo C. Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi.
- ✓ Cinematismo di collasso Tipo C. Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi.

CINEMATISMO DI COLLASSO TIPO A: LESIONE SUB VERTICALE - DISTACCO DI UNA PORZIONE LIMITATA.

Coordinate del baricentro e peso:

$$XG_a = 1/3C;$$

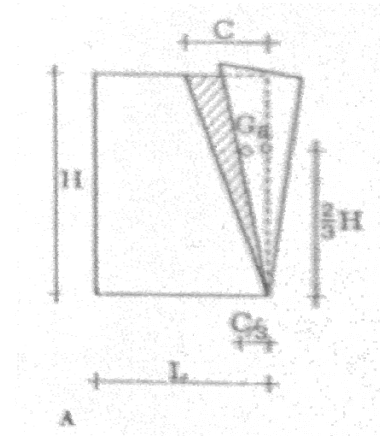
$$YG_a = 2/3 H;$$

$$W_a = 1/2C*H$$

Spostamenti del baricentro per una rotazione rigida  $\psi = 1$  attorno allo spigolo compresso in basso:

$$\delta_{yG} = 1/3C * \psi = 1/3C;$$

$$\delta_{xG} = 2/3H * \psi = 2/3 H$$

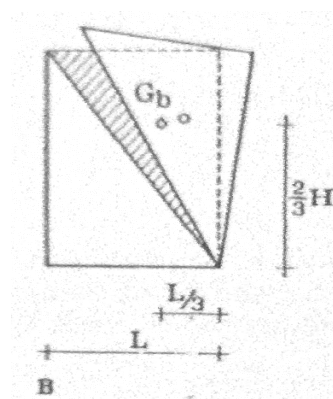


per l'uguaglianza dei lavori virtuali si avrà:

$$-W_a * \delta_{yG} + \lambda * W_a * \delta_{xG} = 0;$$

$$\lambda = 1/2 * C/H$$

CINEMATISMO DI COLLASSO TIPO B: LESIONE CON SEPARAZIONE TRIANGOLARE SECONDO UNA DIAGONALE CHE TAGLIA DALLO SPIGOLO COMPRESSO A QUELLO OPPOSTO IN ALTO - DISTACCO DI METÀ PANNELLO CON UNA LESIONE DIAGONALE.



$$\lambda = 1/2 * L/H \quad (\text{con } H = L \rightarrow \lambda = 0,5)$$

CINEMATISMO DI COLLASSO TIPO C. RIBALTAMENTO DELLA PORZIONE SUPERIORE DEL PANNELLO CON UNA LESIONE A 45 GRADI.

Coordinate dei baricentri e pesi:

*Porzione triangolare*

$$XG_1 = 1/2L;$$

$$YG_1 = 1/2L;$$

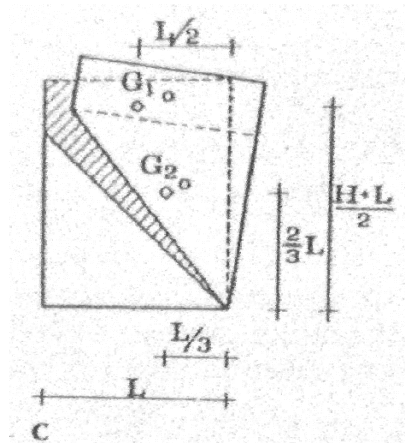
$$W_1 = 1/2L^2$$

*Porzione rettangolare*

$$XG_2 = 1/2L;$$

$$YG_2 = 1/2L * (H+L);$$

$$W_2 = L (H-L)$$



Spostamenti del baricentro per una rotazione rigida  $\psi = 1$  attorno allo spigolo compresso in basso:

$$\delta_{y1} = 1/3L; \quad \delta_{x1} = 2/3L$$

$$\delta_{y2} = 1/2L; \quad \delta_{x2} = 1/3L * (H+L)$$

per l'uguaglianza dei lavori virtuali si avrà:

$$-(W_1 * \delta_{y1} + W_2 * \delta_{y2}) + \lambda * (W_1 * \delta_{x1} + W_2 * \delta_{x2}) = 0$$

$$\lambda = (3H/L - 2) / [3(H/L)^2 - 1] \quad (\text{con } H = L \rightarrow \lambda = 0,5)$$

In particolare per la prova T-C in esame è stato ipotizzato un meccanismo del TIPO C: Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi.

### 5.2.5.2 La prova sperimentale

La prova sperimentale è stata effettuata secondo i canoni previsti per la tipologia definita precedentemente come TIPO 1 (Figura 5.44), la pannellatura è stata scelta in base alla sua collocazione planimetrica, agevolmente svincolabile dalle porzioni superstiti dei solai d'interpiano, e facilmente impiegabile per valutare la risposta nel piano ed un'adeguata caratterizzazione dei parametri meccanici.

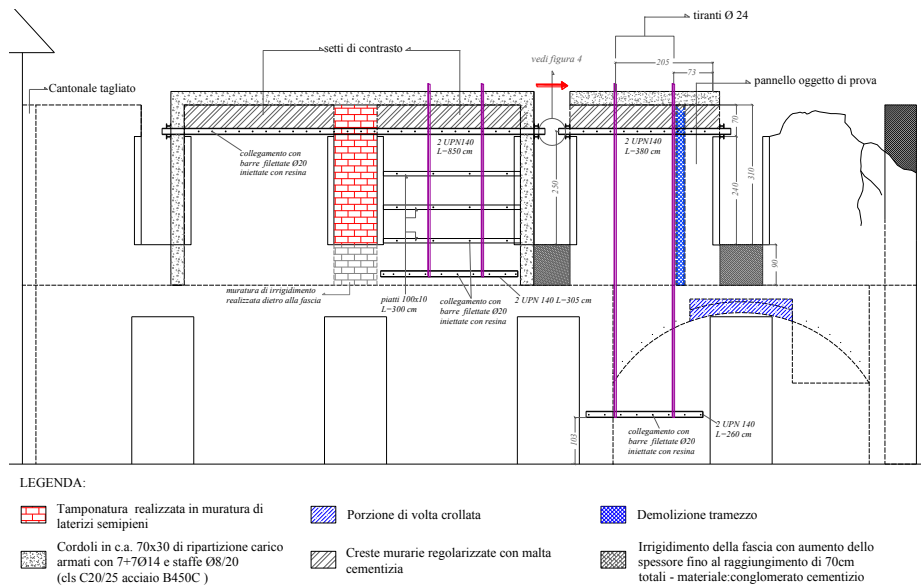


Figura 5.44: Il set-up di prova

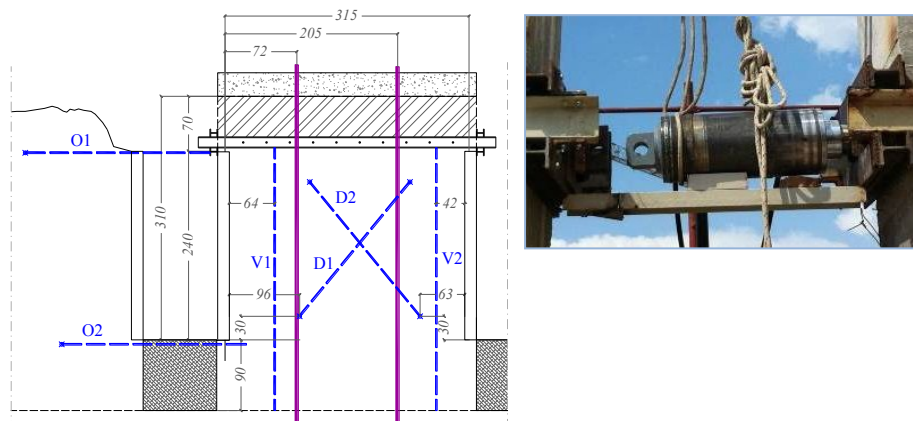


Figura 5.45: Set up di prova: Posizionamento estensimetri ed attuatore oledinamico a doppio effetto da 500 kN.

Come mostrato in Figura 5.44 le pannellature adiacenti sono state utilmente impiegate come sistema di contrasto, previa realizzazione di tutto quanto necessario affinché fosse possibile applicare l'azione di taglio in maniera alternata in sommità al pannello (Figura 5.45) oggetto del test, e tramite un opportuno sistema di tiranti, un carico assiale, tale da indurre uno stato di compressione comparabile con l'azione dei carichi gravitazionali di esercizio. Mediante un opportuno sistema di ancoraggio dei tiranti lungo la base superiore del maschio murario, con l'ausilio di martinetti idraulici comunicanti, è stato possibile fornire al pannello la possibilità di cinematizzarsi mantenendo costante il carico applicato.

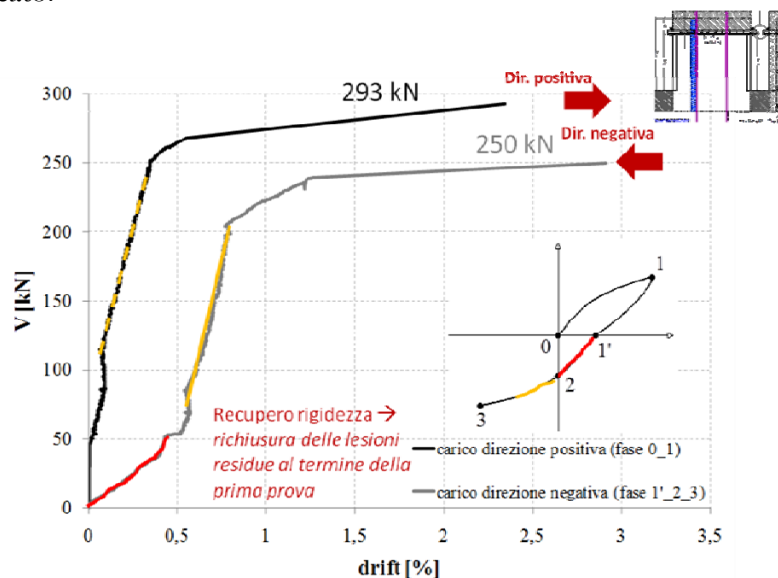


Figura 5.46: Risultati prove monotone

Sono state eseguite due prove monotone, con verso positivo e negativo, è stata eseguita una preliminare sequenza di carico, applicando un taglio orizzontale pari a 5 kN con verso positivo, al fine di verificare il corretto funzionamento del setup ed il sistema di acquisizione dati. Si è proseguito nell'esecuzione della prova; la resistenza massima raggiunta nella prima curva di carico è pari ad 293 kN, (Figura 5.46) nella seconda prova, di verso opposto, si è ottenuto un valore inferiore (250 kN) per effetto del degrado occorso. Il cinematismo di collasso che è stato osservato mostra la rotazione della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi, come preventivamente ipotizzato. (Figura 5.47)



Figura 5.47: Foto – Lesioni per fessurazione diagonale.

In fine, si riporta di seguito dimostrazione dell'effettiva validità delle metodologie di modellazione espone al par. 5.2.5.1, che bene colgono l'evidenza sperimentale ed il comportamento in genere degli elementi strutturali capaci di rispondere per sollecitazioni di tipo orizzontale come blocchi rigidi (vedi Figura 5.48 e Tabella 5.3).

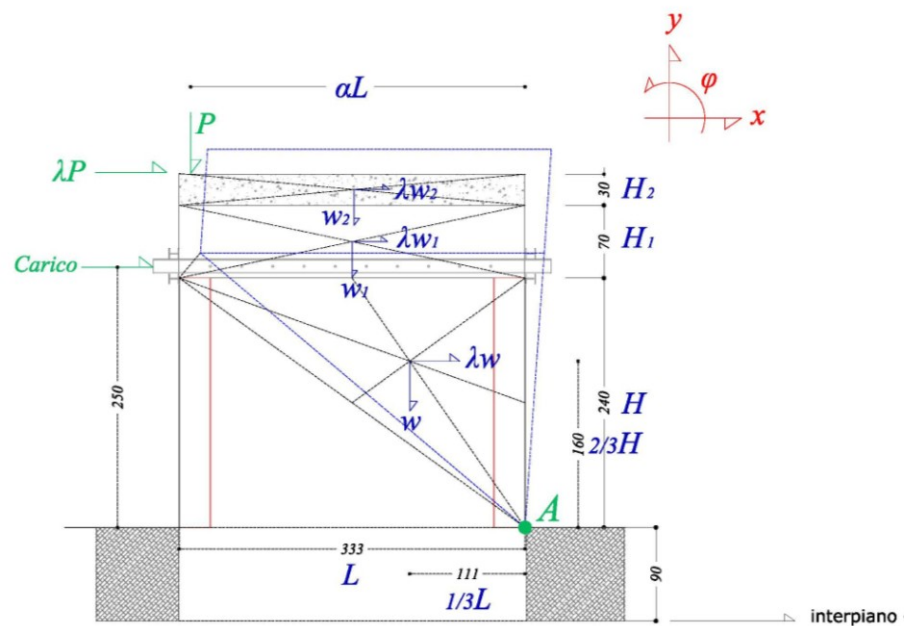
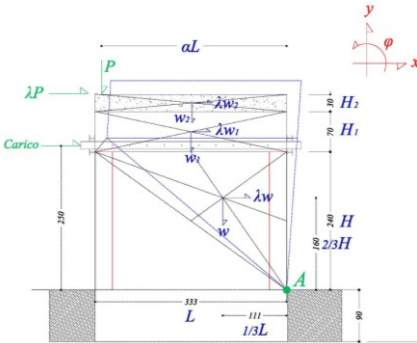


Figura 5.48: Schema verificato – Analisi Limite: cinematiso di collasso nel caso di rottura per ribaltamento con rotazione della porzione superiore del pannello e lesione a 45 gradi.



Calcolo della Forza necessaria per l'attivazione del meccanismo			
Dati			<div>Schema considerato</div> 
L (m)	3,33		
H (m)	2,4		
H1 (m)	0,7		
H2 (m)	0,3		
S	0,7		
w (daN)	12196	6098	
w1 (daN)	3753	3800	
w2 (daN)	1608	1700	
Ps muratura (Kg/mc)	2180		
Ps cls (daN/mc)	2300		
Ps acc. (daN/mc)	7860		
a	0,9		
P (daN)	19000		
Quota applicazione Forza	2,5		
Uguaglianza dei lavori			
$\lambda * 90332 = 72869$			
$\lambda = 0,81$			
Calcolo Forza limite		Le rispettive spinte sono state portate alla quota a cui è stata applicata la spinta (2,5m)	
Precompressione	56943	16748	22777 (daN)
Cordolo	2830,5	871	1132 (daN)
Muratura rinforzata	6327	2301	2531 (daN)
Muratura testata	6768,7	4230	2707 (daN)
verifiche	72869	24150	29148 TOT

## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 5

- Abruzzese, D., Como, M., Lanni, G., (1992). "On the lateral strength of multistory masonry walls with openings and horizontal reinforcing connections", *10th World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Ed. Balkema, , pp.4525-4530.
- Anthoine, A., Magenes, G., Magonette E, G. (1995). "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls", *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, Balkema, Rotterdam, pp. 1657-1662.
- Antinori, A. L. (1904). *Trasunto della Descrizione di sette città di Girolamo Pico Fonticulano*, in *Antinori Ludovico Antoniri e il Centenario della sua nascita*, L'Aquila: Perfiliani.
- Antinori A. L., (1971) *Annali degli Abruzzi*, stampa dei manoscritti conservati nella Biblioteca Provinciale "S. Tommasi" di L'Aquila, voll. I-XXIV, Bologna. Clementi, A. Piroddi, E. (1986) *L'Aquila*. Bari: Editori Laterza.980, Forni editore.
- Argan, C.G. (1955). La<<rettorica>> e l'arte barocca, in *Retorica e Barocco. Atti del III Congresso internazionale di studi umanistici*, Roma, p.9.
- Benedetti, D., Tomazevic, M., (1984). "Sulla verifica sismica di costruzioni in muratura", *Ingegneria Sismica*, vol. I, n.0.
- Binda, L., Tiraboschi, C., Mirabella Roberti, G., Baronio, G., Cardani, G., (1995). "Measuring masonry material properties: detailed results from an extensive experimental research", *Experimental and Numerical Investigation on a brick Masonry Building Prototype*, Report 5.0 - G.N.D.T.
- Biscontin, G., Driussi, G. (a cura di), 1994. Centri storici dell'Abruzzo aquilano. *Atti del X Convegno di Studi su Scienza e Beni Culturali*, Bressanone.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., (1997) "Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie", *Atti del 8° Congresso ANIDIS*, Taormina, Vol. 1, pp. 319-326.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., (1998) "A macro-element dynamic model for masonry shear wals", in G.N. Pande & J. Middleton (eds.) *Computer methods in structural masonry -4, Proc. of the Int. Symp.*, E&FN Spon, London, pp.67-75.
- Borri, A., Candela, M., Fonti, R. (2011). Sperimentazioni al vero nel centro storico de L'Aquila-Pannelli murari diversamente consolidati e sollecitati fuori piano: prime note. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011
- Borri A., Corradi, M., Giannantoni, A., Speranzini, E., (2010). Reinforcement of historic masonry with high strength steel cords, *Masonry International*, ISSN 0950-2289, 23/3:79-90.
- Borri, A., De Maria A., (2009). Indice di Qualità Muraria (IQM) e sue applicazioni nell'ambito delle NTC 2008, su *L'Edilizia*, Ed. De Lettera.

- Borri, A., Corradi, M., Giannantoni, A., Speranzini, E., (2009). La tecnica del Reticolatus. Rinforzo di murature storiche, su *Recupero e Conservazione*, Ed. De Lettera.
- Borri, A. (2003). *Interventi sull'edilizia storica, Cap. 8.3 del "Trattato sul consolidamento"*, Dir. Sc. Paolo Rocchi, Editore Mancosu, Roma.
- Calderoni, B., Marone, P., Pagano, M., (1987) "Modelli per la verifica statica degli edifici in muratura in zona sismica", *Ingegneria sismica*, n. 3, , pp.19-27.
- Calderoni, B., Lenza, P., Pagano, M., (1989) "Attuali prospettive per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", *Atti del 4° Congresso Nazionale ANIDIS*, Milano.
- Candela, M., Cattari, S., Lagomarsino, S., Rossi, M., Fonti, R., Pagliuca, E. (2011). Prove in situ per la valutazione della risposta nel piano di un pannello murario in un edificio a L'Aquila. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011.
- Centofanti, M., (1992). *L'Aquila città di piazze: spazi urbani e tecniche costruttive*, Ed. Carsa, Pescara.
- Ceradini, V. (1993). *Qualità meccaniche e meccanismi di danno*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 132 - 141., in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1993). *Indagini sperimentali su modelli di opera muraria*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 267-276, in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1992). *Modellazione e sperimentazione per lo studio della struttura muraria storica*. Tesi di dottorato in Storia delle Scienze e delle Tecniche del costruire, Roma 1992.
- Colapietra, R. Centofanti, M. (2009) *Aquila. Dalla fondazione alla renovatio urbis*. L'Aquila, Textus Editrice.
- Como, M., Grimaldi, A., (1985) "An unilateral model for the limit analysis of masonry walls", International Congress on "Unilateral Problems in Structural Analysis", Ravello, Springer Ed.
- D'Ambrosio, D. 2012, *Vulnerabilità e danno sismico dei centri storici colpiti dal terremoto aquilano: il caso studio di San Pio delle Camere (AQ)* Tesi di laurea, Relatori: Prof. Ing. F. M Mazzolani, Dr. Ing. A. Formisano, Correlatore: R. Fonti, Dr. Arch. Gilda Florio.
- Del Pesco, D. (2009) L'importanza dei modelli: tre esempi di architettura della Congregazione oratoriana tra Roma e Viceregno napoletano, *Atti del Convegno L'architecture religieuse européenne au temps des réformes: héritage de la Renaissance et nouvelles problématiques*, Centre André Chastel. Études réunies par Monique Chatenet et Claude Mignot. Parigi: Picard,. – ISBN 978-2-7084-0845-6, p. 23-36.
- Fonti R., Formisano A, Mazzolani F.M (2011). L'edificato storico di Poggio Pienze(AQ):il caso studio di un aggregato su pendio. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S., (1996). Sulla risposta dinamica di pareti in muratura, *Atti del Convegno Nazionale La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S., (1997). Damage models for the seismic

- response of brick masonry shear walls. Part II: the continuum models and its applications, *Earthq. Engin. and Struct. Dyn.*, Vol. 26, , pp.441-462.
- Gattesco, N., Dudine, A. (2010). Efficacia di una tecnica di rinforzo per murature con intonaco e rete in GFRP. *Atti Conv. Naz. "Sicurezza e conservazione nel recupero dei beni culturali colpiti da sisma"*, 8,9 Aprile 2010, IUAV, Venezia.
- Giuffrè, A., Carocci, C. (a cura di), 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza.
- Giuffrè, A. (a cura di) 1999. *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici: Il Caso Ortigia*, Ed. Laterza, Roma.
- Giuffrè, A., Pagnoni, T., Tocci, C., (1994). In-plane seismic behaviour of historical masonry walls, *Proc. Of the 10th I.B2.Ma.C., Calgary*, pp. 263-272.
- Giuffrè A. (1991). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.
- Harvey, R. (1936). *Ignatius Loyola*. Londra, p.257.
- Magenes, G., (2000). A Method for Pushover Analysis in Seismic assessment of Masonry Buildings, *Atti della 12th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Auckland, New Zealand.
- Magenes, G., Della Fontana, A., (1998). Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings, *Proc. of the British Masonry Society*, Vol. 8, October 1998, pp. 190-195.
- Magenes, G., Calvi, G.M., (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls, *Earthq. Engin. and Struct. Dyn.*, Vol. 26, , pp. 1091-1112.
- Magenes, G., Calvi, G.M., (1996). Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie, *Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto"*, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna.
- Magenes, G., Kingsley, G., Calvi, G.M. (1995). Static testing of a full-scale, twostorey masonry building: test procedure and measured experimental response. In *"Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype – Numerical prediction of the experiment"*. CNR-GNDT, Report 3.0.
- Muratorio L.A., (1742). *Antiquitates Italicae Medii Aevi*, Tomo VI. Mediolani, Ex Typographia Societatis Palatinae in Regia Curia.
- Ricamato, R. (2011), *Vulnerabilità degli aggregati storici: il caso di Poggio Pienze*, Tesi di laurea, Relatori: Prof. Ing. F. M Mazzolani, Dr. Ing. A. Formisano, Correlatore: R. Fonti.
- Rondelet G. (1832). *Prima Traduzione Italiana 6<sup>th</sup> ed. originale. Trattato Teorico e pratico dell'arte di edificare*. Mantova: a spese della società editrice [Fratelli Negretti] coi tipi di L. Caranenti, 1832-1835.
- <http://risorseelettroniche.biblio.polimi.it>
- Sabatini, G. (1995). *Proprietà e proprietari a L'Aquila e nel Contado: le rilevazioni catastali in età spagnola*. Edizioni scientifiche italiane.
- Turnsek, V., Sheppard, P., (1980). The shear and flexural resistance of masonry walls, *Proc. of the Intern. Research Conference on Earthquake Engineering, Skopje*, pp. 517-573.

- Turnsek, V., Cacovic, F., (1971). Some experimental results on the strength of brick masonry walls, *Proc. of the 2nd Intern. Brick Masonry Conference*, Stoke-on-Trent, pp. 149-156.
- Varagnoli, C. (2008). *La Costruzione tradizionale in Abruzzo, Fonti materiali e tecniche costruttive dalla fine del Medioevo all'Ottocento*, Roma, Gangemi editore.
- Wittkower, R. (2005) *Arte e architettura in Italia 1600-1750*. Farigliano(Cuneo), Stampato per conto della Casa editrice Einaudi presso Milanostampa s.p.a.  
<http://www.reluis.it/>

## 6 <<L'URGENZA>> DI SPERIMENTARE: il caso studio Reggio di Calabria

### 6.1 LA CITTÀ DI REGGIO CALABRIA: INQUADRAMENTO STORICO - SISMICO E TECNICO – COSTRUTTIVO

La Calabria è una delle regioni d'Italia a più alto rischio sismico, nei secoli scorsi terribili catastrofi ed eventi tellurici d'incommensurabile entità si sono abbattuti su di essa con particolare riferimento all'area dello Stretto che separa ed accomuna le province di Reggio e Messina. Tale condizione ne ha determinato l'eleggibilità come caso studio di primaria importanza nel panorama nazionale Italiano. È appena il caso di ricordare, come i due casi studio proposti, la città de L'Aquila e Reggio di Calabria, risultino accomunate da più aspetti:

- l'edificato a carattere minuto molto povero e per questo afferente alla categoria dei muri realizzati in pietra grezza;
- il contesto socio – economico – culturale fortemente condizionato dalla dominazione spagnola che nei secoli ne ha determinato, per l'appunto, la condizione di arretratezza e povertà diffusa.

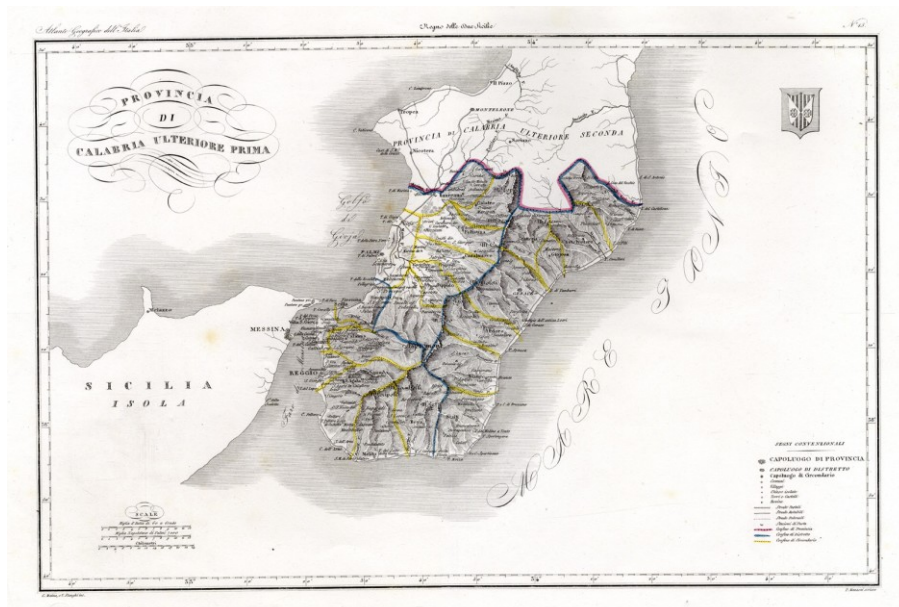
A tal proposito si riportano le osservazioni del Galiani circa le condizioni di questi territori all'indomani della grande catastrofe, il <<tremuoto della Calabria Ultra>> 1783:

*<< Essendo adunque cosa tanto importante alla gloria del monarca, ed al bene de' suoi popoli ristorar con ordine e con profitto le ruine sofferte, io stimo metter in carta su ciò alcuni miei pensieri e desideri. [...] Un gran Ministro, che non pensi solamente a uscir dal bisogno quotidiano, ma rivolga le sue mire a far risorgere, e mutar di aspetto un paese intero sicchè diverga tutt'altro in avvenire, deve formarsi seco stesso un gran piano generale, in cui contengansi tutte le migliorazioni da farsi. [...] La calamità della Calabria è stata tale, e tanto distruttiva, che offre il campo a poter spaziosamente formare un nuovo sistema di cose rispetto ad essa. Bisogna adunque profittar del momento per formare un piano generale del suo ristoramento da eseguirsi di passo in passo.*

*Tre sono i mali grandi della Calabria Ulteriore (vedi Figura 6.1):*

- 1) *Le prepotenza de' Baroni;*
- 2) *La soverchia ricchezza delle mani morte;*
- 3) *La sporchezza, la miseria, la selvatichezza, la ferocia di quelle Città, e di que' popoli.>>*

(F Galiani, Pensieri varj di Ferdinando Galiani sul tremuoto della Calabria Utra, e di Messina. Busta XXX D 3, Fasc. 5, Napoli)



**Figura 6.1: Cartografia storica - Tratto da " Atlante geografico dell'Italia ", sezione Regno delle due Sicilie di P. Manzoni; La Provincia di Calabria Ulteriore Prima, incisa in rame e leggermente acquerellata, anno 1842.**

Analogamente a quanto riferito per il caso studio de L'Aquila si procederà di seguito a dare contezza circa gli aspetti storico-sismici e tecnico-costruttivi in cui si andrà a contestualizzare il percorso di ricerca affrontato.

<<[...] una terra che non è un luogo, ma tanti luoghi, spesso separati, in una terra che è oggi deterritorializzata, fuori luogo, sempre mobile, dove le immagini, esterne e interne, hanno finito col cancellare, modificare, condizionare la stessa realtà. Qui, in

*questo luogo di abbandoni e di rovine, di bellezze e di devastazioni, bisogna fare i conti con la storia profonda e sotterranea, bisogna ascoltare e decifrare le voci di quelli che hanno raccontato e inventato i luoghi, occorre cercare un nuovo modo di relazionarsi con loro.>>*

(Vito Teti, Il senso dei luoghi, 2004)

### 6.1.1 La Città di Reggio Calabria fra distruzioni e rifacimenti: le “Grandi” catastrofi

*Si tratta di ricomporre << le schegge di storia e di storie>>, di mostrare la città le <<rocce invalicabili>> su cui queste stesse città riposano, i luoghi abbandonati e il loro <<ultimo abbandono>>*

(Predray Matvejevic, Il senso dei luoghi, 2004)

Due sono i grandi sismi a cui ci si vuole riferire:

- ✓ il terremoto del 1783;
- ✓ l'evento tellurico del 1908.

Le testimonianze circa questi catastrofici avvenimenti sono innumerevoli, molti i letterati in tempi passati e presenti che si sono occupati di questo tema; si procede con ordine cronologico, una fra le testimonianze più autorevoli è quella del Vivenzio, il quale evidenzia, per primo, come la “cattiva abitudine nel costruire” sia stata manifesta causa e primaria ragione di così tanta rovina e distruzione.

*<< due sono i materiali che si adoperavano nelle costruzioni in detta provincia; il primo è una pietra di fiume rotonda per lo più, che non fa liga con la calce o bifari, che è un composto di terra cretosa e paglia tritata, impastati insieme e conformati indi in mattoni asciugati al sole. Aggiungesi ancora ai cattivi materiali la pessima qualità della calce, per non essere ivi della conveniente natura per tal uso la pietra calcarea>>*

(G. Vivenzio, Istoria de' tremuoti avvenuti nella provincia di Calabria Ulteriore, e nella città di Messina nell'anno 1783, 1788)

Inoltre, egli riporta meticoloso regesto dei dati della grande catastrofe un numero di vittime impressionate, circa 30.000 (vedi Tabella 6.1), ed una scrupolosa opera di ricognizione dei danni occorsi a tutti i paesi ricadenti



nell'intero comprensorio territoriale della Calabria Ulteriore (Figura 6.1), 391 così distinti:

<<n.33 interamente distrutti, da riedificarsi in sito diverso;  
n.150 interamente distrutti, da riedificarsi ne' siti, ne' quali prima erano;  
n.91 in parte distrutti, da riedificarsi ne' siti, ne' quali prima erano;  
n.44 distrutti in parte, ed in parte resi inabitabili;  
n.14 totalmente lesionati, che sono inabitabili;  
n.26 soltanto lesionati;  
n.14 ne' quali poche case sono rovinate, ed altre lesionate;  
n.5 distrutti in parte;  
n.7 quasi interamente distrutti;  
n.4 ne' quali pochi edifici sono lesionati;  
n.3 rimasti illesi.>>

(G. Vivenzio, Istoria dè tremuoti avvenuti nella provincia di Calabria Ulteriore, e nella città di Messina nell'anno 1783, 1788)

**Tabella 6.1** Statistiche sul numero di vittime così come comunicati dal Vicario Generale Pignatelli al Vivenzio.

	prima dei terremoti	morti per le rovine	viventi rimasti
uomini	436.524	10.041	407.389
donne		10.829	
ragazzi		8.265	
religiosi	2.384	204	2.180
religiose	868 *	112	756
	439.776	29.451	410.325

Il terremoto del 1783, quindi, sia per l'estensione dei danni nei fabbricati, che per numero di vittime, assunse il triste primato di una vera e propria rovina per l'intera Calabria Ulteriore Prima.

In questo panorama di devastazione appare importantissima l'opera di soccorso coordinamento e ricognizione svolta dal Tenente D. Francesco Pignatelli, come Vicario Generale per la Calabria, inviato su ordine diretto di Ferdinando IV di Borbone ed il Marchese Recalmici che si occupo della rinascita della città di Messina. Fondamentale l'emanazione, il 10 marzo del 1784, della Legge Borbonica, con la quale si fece obbligo a tutti coloro che volessero ricostruire le proprie abitazioni di seguire pedissequamente i dettami previsti da codesta <<Norma tecnica ed edilizia>>. Si ricordi che a metà del settecento il *Vecchio Continente* subì il

tragico sisma dell'1 novembre 1755, che rase al suolo l'intera città di Lisbona; le prescrizioni calabresi, infatti, ricalcano in buona parte le Norme decretate dal Marchese Pombal proprio in quell'occasione, le quali risultano essere il primo regolamento edilizio scritto di cui si conservi traccia. La legge borbonica del 1784, così delineata, verrà dunque organizzata nei suoi caratteri definitivi del Generale ing. G. B. Mori che ebbe l'onore e l'onore di integrarle gradualmente con il fine ultimo di rintracciare una regola generale per <<la maniera di edificare>>.

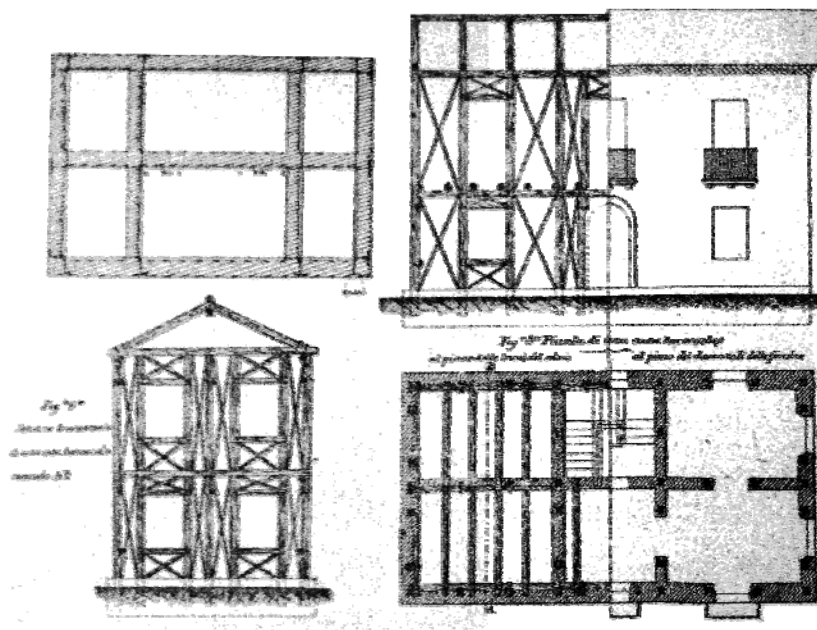
*<<[...] se vogliono esaminare tutte le circostanze che hanno accompagnato nella Calabria Ulteriore nel 1783 questo fatale avvenimento negli ostacoli opposti alla di lui forza operatrice della natura del suolo e dell'arte impiegata nella costruzione degli edifici, e se vogliono riflettere che spesso si elude quella forza, che non si può superare, e che mentre crollano al tremar della terra i più solidi edifici ed apronsi le più salde montagne, rimangono illese le più umili capanne, non sarà disperato rinvenire qualche rimedio a quel tanto che importa evitare. Questo riflesso dunque avutosi dal nostro amabilissimo Sovrano nelli tremuoti del 1783, in cui restò interamente sconvolta la provincia di Calabria Ultra, [...] che l'Arte potesse eludere la violenza delle scosse e che potesse trovarsi metodo sicuro di fabbricare le abitazioni, in cui fosse salva la vita dei suoi popoli [...] acciò invogliato e prescritto avessero la maniera di fabbricare adatta alle circostanze particolari del sito, sicurissimo di non potersi ritrovare una maniera generale, che possa adattarsi in ogni circostanza, all'infuori di darsi un principio generale cioè: che l'edificio sarà tanto resistente al tremuoto finché le sue parti non si distaccheranno nelle scosse>>.*

(Relazione del Generale ing. G. B. Mori, Società di Storia Patria, Napoli)

Dal breve passo estratto della relazione redatta dal Mori si evince con chiarezza come il sisma del 1783 fosse un terremoto dalle alte frequenze e come egli desideri fin da subito esaltare le qualità intrinseche del materiale legno in funzione antisismica; infatti, il metodo che verrà esposto e proposto è il <<sistema baraccato alla Beneventana>>, come metodologia antisismica d'eccellenza, la cui efficacia sarà evidenziata dall'ing. Pessò (Figura 6.2) a seguito degli eventi sismici che fra il 1894 e 1908 colpiranno duramente le medesime provincie con altrettanta veemenza e devastazione. Ciò nonostante, sia il Fabrizio che il Pessò seguiranno ad evidenziare il persistere del cattivo costume nell'arte di edificare, rimarcando l'inadeguatezza delle tecniche costruttive locali ai fini antisismici e non solo:

<<[...]muri troppo alti e sottili rispetto all'altezza, spesso costruiti con ciottoli di fiume o con mattoni tenuti insieme da scarso cemento[...]tetti e solai mal connessi con i muri maestri, di modo che, anche dove questi non caddero, i primi sprofondarono trascinando con se gli infelici abitatori [...] case baraccate antiche, con ossatura in legname disposte in senso verticale, orizzontale e diagonale, tra di loro collegate e racchiuse entro le murature perimetrali e trasversali, benché avessero presentato lesioni e scompaginamenti delle masse murali, pure erano rimaste in piedi[...]>>

(ing. A. Fabrizio, *I terremoti e i diversi sistemi di costruzioni antisismiche*, 1933)



**Figura 6.2:** Metodi costruttivi antisismici delle case calabresi, secondo l'ing. L. Pessò.

È palese, quindi, come questa tecnica costruttiva individuata come <<cattiva>> fosse molto diffusa in Calabria, ieri come oggi, di cui ancora se ne osservano innumerevoli esempi.

Procediamo allora con il riconoscimento delle tecniche costruttive locali e la comparazione con la buona regola dell'arte muraria, analogamente a quanto già effettuato per il caso studio della città de L'Aquila (cifr. Cap. 5 par. 5.1.2).

### 6.1.2 Il lessico costruttivo: le murature del Reggino

Le murature reggine sono state oggetto di studio da parte di molteplici scienziati del settore, pertanto, ci limiteremo al caso specifico premettendo che se pur nella loro diversificazione legata per lo più ai materiali specifici reperibili nel circondario areale le differenti tipologie riscontrabili risultano essere tutte afferenti alla categoria delle murature in *pietra grezza*, il cui assemblaggio e raffronto con la più generale buona regola del costruire va effettuato tenendo conto delle peculiarità tecnico-costruttive nell'organizzazione del pannello murario proprie di questa categoria.

A tal fine si ricorda brevemente che due sono le principali regole da mantenere ben salde durante la lettura del lessico costruttivo per esprimere un giudizio sul comportamento meccanico e l'eventuale risposta in termini di legge Forza-Spostamento:

- ✓ il rispetto dell'orizzontalità durante la costruzione e quindi la presenza di elementi atti a livellare e definire le bancate, limitando in altezza le pannellature (vedi Figura 6.3);
- ✓ presenza di elementi atti a garantire monolitismo trasversale come ad esempio diatoni o pseudodiatoni (vedi Figura 6.4);
- ✓ corretta trasmissione delle tensioni e quindi efficace continuità del contatto fra gli elementi.



Figura 6.3: Muratura Mista in pietrame grezzo. La definizione delle bancate è data dalla presenza di elementi squadrati quali mattoni pieni tessuti lungo le fasce in funzione livellante e d'angolo in funzione di pseudodiatoni ed ortostati di stipite alternativamente disposti in ammorsatura a pettine.

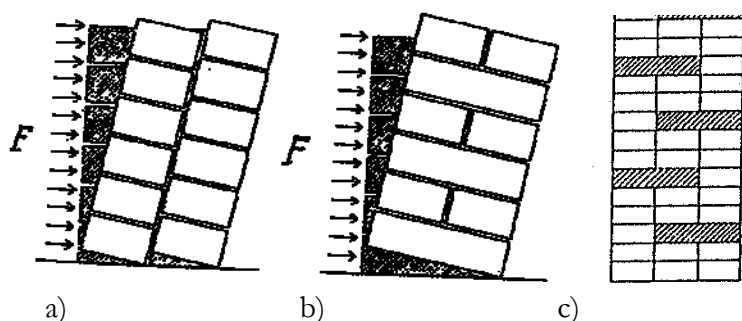


Figura 6.4: La funzione dei diatoni - conferire monoliticità trasversale: a) pannello murario sollecitato fuori dal piano in assenza di collegamenti trasversali, meccanismo di ribaltamento, scorrimento relativo fra i due paramenti che risultano disconnessi, parzializzazione della sezione reagente; b) sollecitazione fuori piano, meccanismo occorso in relazione alla presenza di elementi disposti trasversalmente, sezione totalmente reagente, sfrutta tutta la sua geometria; c) sezione trasversale con evidenziazione di elementi trasversali che non attraversano l'interezza della sezione trasversale ma la legano in buona parte assicurandone il monolitismo per l'appunto trasversale.

Chiariti gli aspetti fondamentali, da osservare scrupolosamente, per la categoria muratura in *Pietra Grezza* è opportuno operare un'ulteriore differenziazione in relazione alla specifica sottocategoria a cui il caso studio afferisce nello specifico. Si procede nella lettura del lessico costruttivo del caso in analisi. Questo rientra nella sottocategoria dei muri realizzati in struttura *Mista* (Figura 6.5) con pietre a spacco e laterizi o porzioni di essi variamente disposti.



Figura 6.5: Esempio di muratura Mista, Gallico Marica (RC)

Si ricordi che l'introduzione di elementi fittili nelle opere murarie, nei secoli, ha determinato la nascita di nuovi modelli e tipologie costruttive; i pannelli murari eretti interamente in laterizi non sono mai stati trattati nell'ambito di questa tesi perché <<artefatti>> e non realizzati in pietre da taglio. Tuttavia, esiste una categoria di opere murarie realizzate con materiali per l'appunto <<misti>>, che sfrutta convenientemente gli elementi in laterizio squadrate per i fini sopra menzionati.

Nello specifico, quindi, il raffronto con la buona regola dell'arte muraria va effettuato tenendo conto dei dettami costruttivi che regolano i così detti *muri listati* (Figura 6.6):

- presenza di filari disposti ad intervalli regolari realizzati in mattoni pieni atti a livellare e definire le bancate;
- presenza di pietrame irregolare ed informe, posato in opera, possibilmente scelto, ingranato con elementi lapidei o fittili di dimensioni inferiori, quali scapoli e scaglie, incuneati ed a forma di zeppe, adatti a conferire contatto e contrasto fra il pietrame di pezzatura maggiore.
- Il tutto realizzato con malta di calce idraulica, impiegata come distributore fluido d'inerti di pezzatura ancora più minuta quali le brecce.



**Figura 6.6: Esempio di muratura Mista realizzata a regola d'arte.**

Guardiamo all'organizzazione del maschio scelto a campione nell'ambito del fabbricato oggetto di studio sperimentale, previa opportuna spicconatura dello stesso (Figura 6.7):



- ✓ organizzazione in bancate degli elementi lapidei di pezzatura maggiore, posati in opera non lavorati e di pezzatura media, si evidenzia un ottimale rispetto dell'orizzontalità;
- ✓ presenza di listature in mattoni pieni con alternanza regolare;
- ✓ assenza di scapoli, scaglie e brecce;
- ✓ assenza di diatoni e/o semidiatoni.

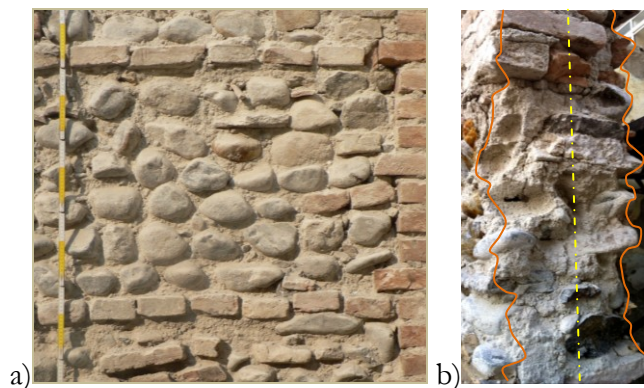


Figura 6.7: a) campionatura muratura Mista in situ 1m X 1m; b) foto sezione trasversale; in giallo si indica la mezzeria del pannello, si noti che nessun elemento oltrepassa tale limite; in arancio si indicano i limiti geometrici della sezione muraria, si noti la forte mancanza di continuità di contatto fra il pietrame.

Pertanto, i principali difetti rilevabili nella composizione morfologica degli elementi in opera sono:

- ✓ Discontinuità di contatto fra gli elementi lapidei - carenza nell'ingranamento verticale;
- ✓ Carenza nei collegamenti trasversali – imperfetto monolitismo lungo la sezione trasversale;

Concluso l'essenziale l'inquadramento generale sulla città di Reggio Calabria ed il lessico costruttivo del tipo portante, si procede delineando il caso studio specifico, un edificio storico sito nella circoscrizione di Gallico Marina (RC), di cui si riportano di seguito i dettagli della campagna sperimentale.

## 6.2 PROVE SPERIMENTALI REALIZZATE IN SITU: CITTÀ DI REGGIO CALABRIA

### 6.2.1 La Campagna sperimentale: i luoghi

Gallico Marina, nell'accezione più generale del costruito storico calabrese, si configura come un'eccezione, infatti, essa risulta uno dei pochi centri che in epoca pre-novecentesca si è sviluppato lungo la costa (vedi Figura 6.8).



Figura 6.8: Foto di Gallico Marina post-terremoto del 1908.

A conferma di ciò, innumerevoli testimonianze storiche e l'impostazione urbanistica di chiara matrice post-terremoto, con esplicito riferimento ai piani messi appunto dagli spagnoli a seguito del sisma settecentesco. Difatti, molti paesi e cittadine di spicco furono trasportate in altro luogo, muovendo dalle alture verso gli altipiani nelle fasce prelitoranee (Figura 6.9).

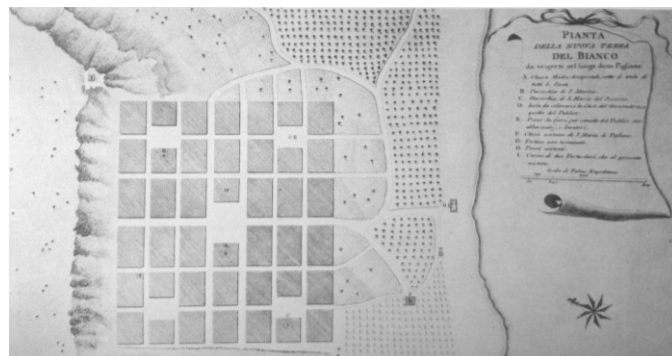


Figura 6.9: Schema urbanistico per la nuova città di Bianco (RC) post-terremoto 1783, trasportata lungo l'area litoranea – costa ionica.



La piccola cittadina di Gallico, trovò il suo corrispettivo nella fertile area di fondo valle nella foce dell'omonima fiumara (Figura 6.10). La presenza di un corso d'acqua stagionale a regime torrentizio ha evidentemente condizionato il costruito storico locale che impiega per lo più ciottoli di fiume e sabbia con inerti grossolani, come riferito nei paragrafi precedenti (cifr. Cap. 6 par. 6.1.1-2).

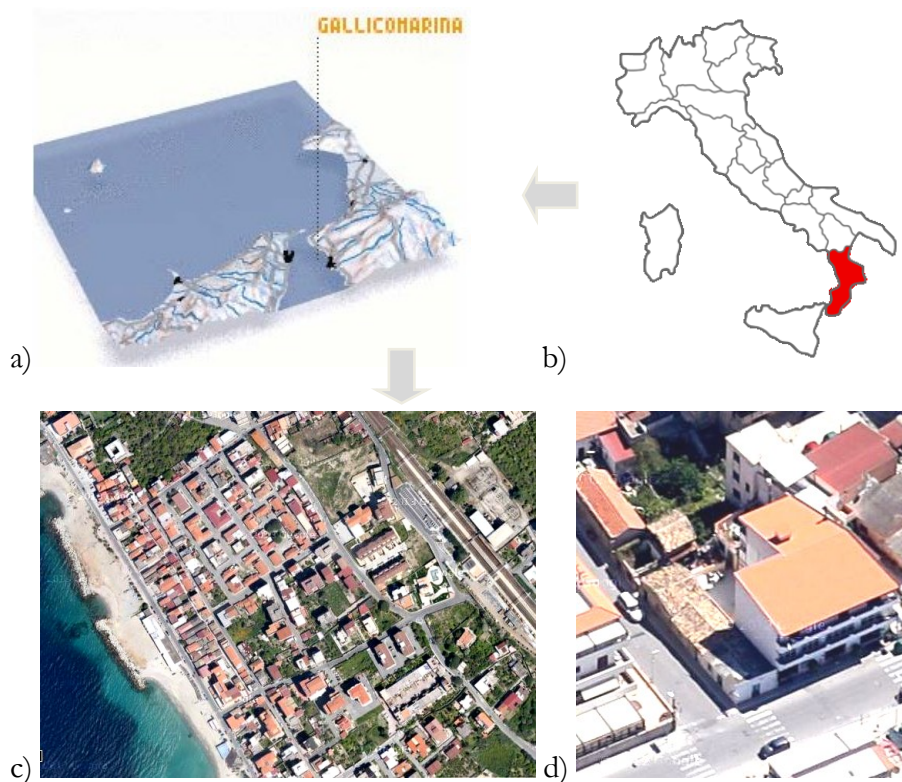


Figura 6.10: Inquadramento geografico e territoriale; a) Area dello stretto, localizzazione di Gallico Marina; b) Penisola italiana con demarcazione della regione Calabria; c) vista aerea di Gallico Marina (novembre 2011); si noti l'edificato ad *insula* ancora chiaramente leggibile; d) dettaglio isolato oggetto di studio.

Il fabbricato in analisi, nello specifico, si colloca come edificio intercluso parte integrante della stecca (Figura 6.11) di abitazioni che presenta connotati tecnico-costruttivi originali; per l'appunto, l'aggregato in esame se pur intatto nella sua spazialità d'insula settecentesca mostra un edificato tutta'altro che originale (Figura 6.10d).



Figura 6.11: Sequenza edifici storici, Gallico Marina (RC), caso studio.

### 6.2.2 Il programma di Prove

Illustrati i luoghi, ci accingiamo sinteticamente a mostrare di seguito il programma di prove eseguito:

Elementi strutturali coinvolti - Maschi murari piano terra edificio intercluso

n. 2 pareti : A e B(vedi Figura 6.12)

- ✓ A) fronte strada (facciata principale);
- ✓ B) inglobata nella particella di testa dell'aggregato.

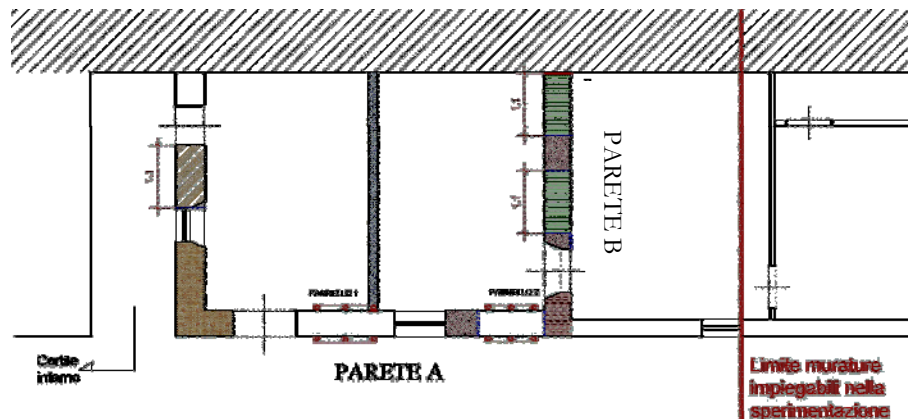


Figura 6.12: Planimetria di riferimento edificio intercluso Gallico Marina (RC), con indicazione dei setti murari impiegati.

Nella parete indicata con A è stata individuata una successione di n. 2 maschi murari (Pannello 1 e 2) da destinarsi a test sperimentali, inquadrati fra le aperture.

Nella parete indicata con la lettera B, sono stati ricavati due maschi (Pannelli 3 e 4) attraverso la demolizione di alcune porzioni di muratura interposte. (vedi Figura 6.13)

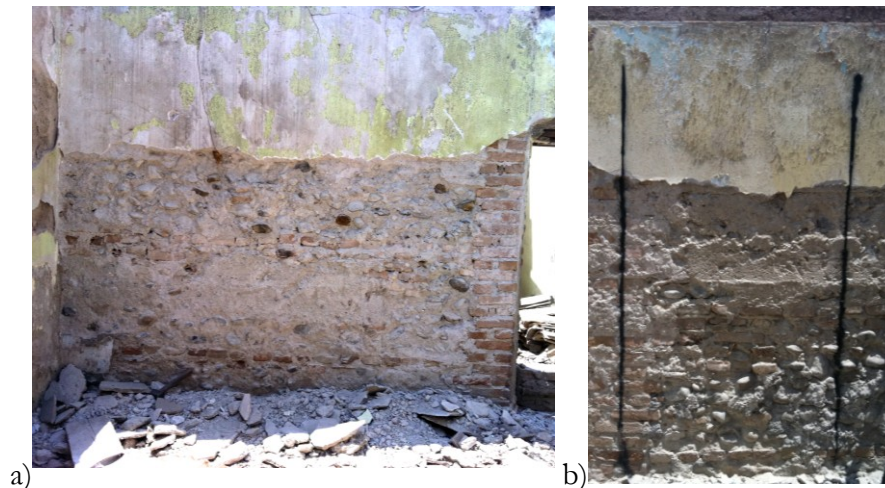


Figura 6.13: Foto parete B; a) identificazione porzione muraria da destinarsi a test fuori piano; b) selezione brani murari da separare e consolidare con differenti tecniche di rinforzo murario.

Dimensioni Pannelli:

profondità 40cm, altezza 275cm, lunghezze – variabile intorno ai 130cm.

Maschi selezionati n. tot 4:

n. 2 pannelli (vedi Figura 6.14) sono stati ritenuti idonei per la *caratterizzazione meccanica* della tipologia muraria in esame e l'individuazione del comportamento sotto azioni di tipo orizzontale effettuati in condizioni statiche[Parete A]:

- ✓ prova T-C (di tipo sheppard);
- ✓ test monotono, meccanismo di ribaltamento fuori dal piano.

n. 2 pannelli sono stati rinforzati con tecniche di consolidamento differenti e successivamente testati *al primo modo di collasso* prevedendo la possibilità di applicare un'azione alternata al baricentro geometrico in modo da poter valutare la risposta in termini di legge Forza-Spostamento [Parete B]:

- ✓ il primo irrigidito in modo da risultare un monolite;
- ✓ il secondo è stato soggetto ad intervento di miglioramento sismico con tecniche di tipo tradizionali.

Test di tipo non distruttivo e semi-distruttivo (Pnd) sono stati eseguiti al fine di ottenere un confronto con i risultati ottenuti.

**Università coinvolte:**

- a. Michele Candela, Università di Reggio Calabria
- b. Università di Napoli Federico II
- c. Antonio Borri, Università di Perugia
- d. Sergio Lagomarsino working group, Università di Genova

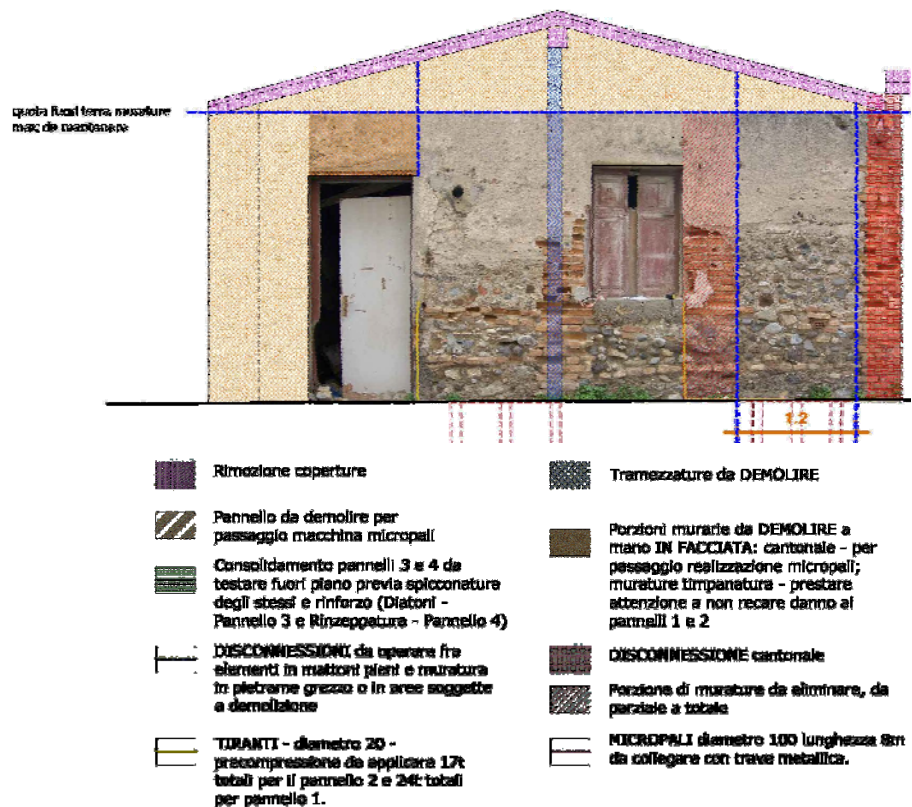
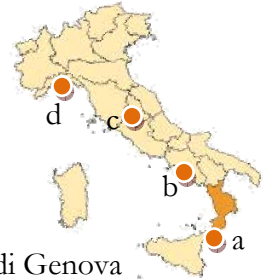


Figura 6.14: Edificio oggetto di campagna sperimentale, lavori edili necessari per il disgaggio dei pannelli (Parete A).

### 6.2.3 Le Tecniche di rinforzo adottate

Analizziamo in dettaglio le tecniche di rinforzo adottate.

#### 6.2.3.1 Il pannello 3

Il pannello n.3 è stato consolidato con tecnica progettata ed eseguita dal Prof. ing. Borri, dell'Università di Perugia, la modalità di rinforzo adottata consiste nell'inserimento di elementi di collegamento trasversale di tipo artificiale, presollecitati e posati in opera secondo lo schema individuato in Figura 6.15. La tecnologia utilizzata è quella adoperata per gli ancoraggi di catene metalliche, brevettata dalla ditta BOSSONG, che viene sfruttata in questo caso, per la realizzazione di tirantini anti-esplulsivi avvolti in una calza di poliestere atta ad impedire la dispersione dell'iniezione ed a realizzare un ingranamento continuo nella sezione trasversale.

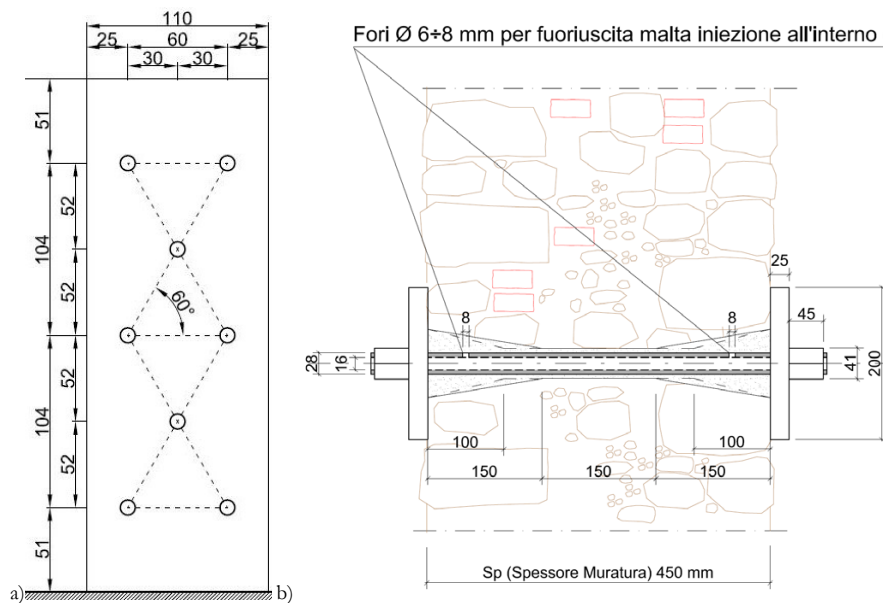


Figura 6.15: Idea progettuale; a) elevato strutturale pannello schema disposizione diatoni; b) dettaglio sezione trasversale posa in opera diatono.

Fasi esecutive in dettaglio (Figura 6.16):

1. spicconatura pannello murario e scarnificazione degli elementi (Figura 6.16a);



2. realizzazione di rinzafo cementizio per evitare i tempi prolissi di indurimento delle malte di calce (vedi Figura 6.16b);



Figura 6.16: a) Spicconatura pannello n.3; b) realizzazione rinzafo cementizio.

3. realizzazione di perforazioni in numero 8 di diametro variabile (vedi Figura 6.17) 40-90mm<sup>2</sup> e lunghezza max 450mm da effettuarsi con carotatrie manuale; è necessario realizzare prima un foro passante di diametro 40 mm e poi creare i due svasi diam. max. 90 mm per una lunghezza di circa 150mm su entrambi i paramenti;

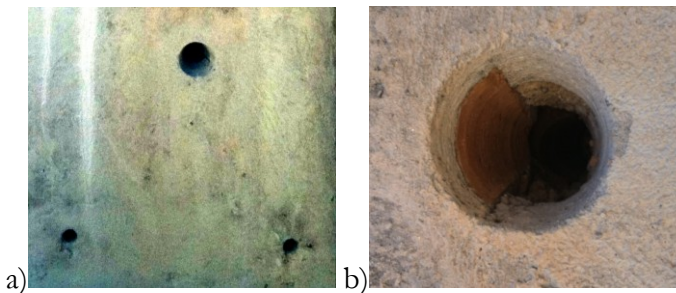


Figura 6.17: a) Perforazioni foro passante e successiva svasatura; b) dettaglio.

4. inserimento N. 8 diatoni precedentemente assemblati con apposita calza e dispositivi di iniezione; in particolare si dovrà prestare attenzione a non attorcigliare la calza su se stessa prima e durante l'inserimento degli stessi ed a distribuire la calza in modo che sia tesa nella parte centrale e abbondante alle due estremità per garantirne il corretto rigonfiamento (Figura 6.18);

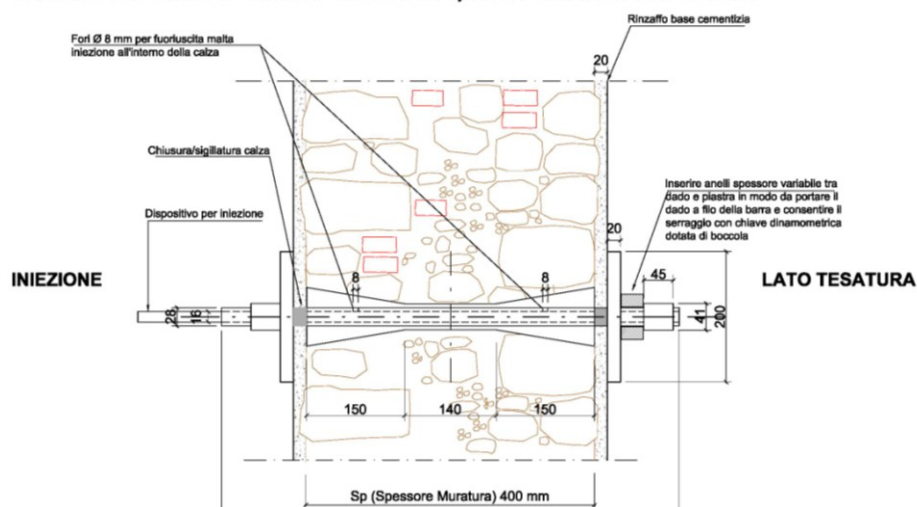


Figura 6.18: dettaglio diatono artificiale variante studiata appositamente per il caso studio in analisi.

5. preparazione della malta di iniezione attraverso miscelazione a mano per circa 5 minuti, non ci devono essere grumi prima dell'applicazione (nota: quantitative acqua necessaria pari al 24%);
6. inserimento della malta miscelata attraverso apposite setaccio, nel serbatoio di iniezione a pressione;
7. iniezione della malta ad una pressione di circa 2,5 bar (Figura 6.19);
8. chiusura del tubicino di iniezione con apposita fascetta evitando che fuoriesca.
9. posizionamento piastre di contrasto alle estremità in appoggio su rinzafo e successiva apposizione dadi di serraggi con carico alle estremità (nota: l'applicazione del pre-carico verrà realizzata con opportuna chiave dinamometrica; questa dovrà essere effettuata

sul lato opposto a quello di iniezione, su tale lato dovranno essere inseriti opportuni elementi distanziatori appositamente predisposti con spessore variabile (Figura 6.20);

10. applicazione del pre-carico, coppia di serraggio pari a 40 Nm (Figure 6.21-2);



Figura 6.19: fase esecutiva 7.



Figura 6.20: fase esecutiva 9.

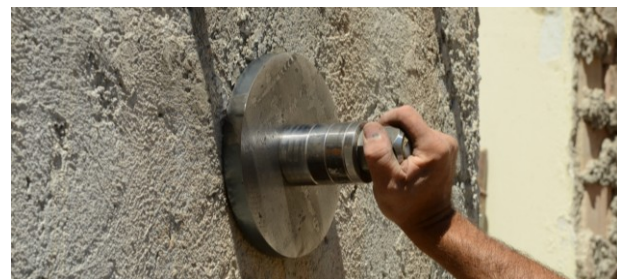


Figura 6.21: fase esecutiva 10.





Figura 6.22: fase esecutiva 10, serraggio a mezzo di chiave dinamometrica.

Difetti corretti: 1) Assenza di monoliticità trasversale; 2) Mancanza di continuità di contatto

#### **6.2.3.2 Il pannello 4**

Il pannello n.4 è stato consolidato con tecnica progettata ed applicata dall'Università di Napoli "Federico II"; sviluppata in maniera originale dalla dottoranda, questa prevede il miglioramento delle caratteristiche meccaniche di base andando a creare continuità fra gli elementi lapidei. Questa condizione di vincolo mal progettata in partenza è, infatti, alla base di molteplici problematiche, come già menzionato più volte, di cui se ne focalizzano velocemente gli aspetti primari:

- non corretto scorrimento dei flussi tensionali; in altre parole, impossibilità di una corretta trasmissione delle tensioni, che si ammassano trovando delle vie preferenziali di deflusso lungo i giunti irregolari di malta;
- differenti valori di resistenza fra le aree in cui gli elementi lapidei si combaciano fra di essi e le zone in cui fra vi è frapposto un ingente spessore di malta impedendo il contatto diretto, possibili plasticizzazioni locali;

- impossibilità di trasmissione diretta delle tensioni fra elementi di pezzatura maggiore, proprio per l'assenza di scaglie e brecce atte a garantire una corretta diffusione dei carichi.

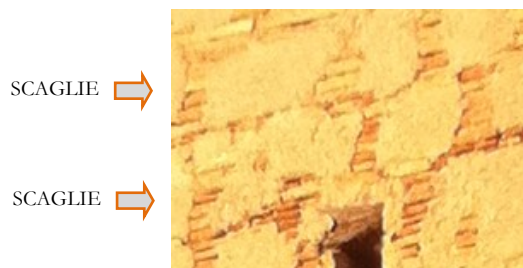
Per tutto quanto innanzi, è stata operata una rinzeppatura profonda a mezzo di *scapoli e scaglie*. Tuttavia, alcun intervento è stato previsto per dare miglioramento al monolitismo trasversale; ciò è essenzialmente legato alla volontà di voler rilevare l'effettivo contributo dato dalla sola apposizione di questi elementi. Si ricorda, di seguito, in breve, il ruolo meccanico attribuitogli:

Gli Scapoli - sono degli elementi disposti lungo le fasce (vedi Figura 6.23) in funzione di *ripianatori*; ad essi dunque è deputato il compito di mantenere l'orizzontalità, dare definizione alle bancate, livellare il pietrame irregolare e limitare in altezza i pannelli.



**Figura 6.23: Esempio di muratura in pietra grezza correttamente realizzato; si evidenzia la presenza di scapoli.**

Le Scaglie - sono anch'essi degli elementi disposti di fascia (vedi Figura 6.24) in funzione di *separatori*; ad essi quindi è assegnato il compito di mettere in contatto diretto gli elementi responsabili di un corretto ingranamento della sezione trasversale e quindi di un'adeguata risposta per sollecitazioni fuori dal piano.



**Figura 6.24:** Esempio di muratura in pietra grezza si evidenzia la presenza di scaglie e scapoli.

Fasi esecutive:

1. Spicconatura pannello murario e scarnificazione degli elementi (Figura 6.25a);



**Figura 6.25:** Pannello n.4 a) dopo la spicconatura; b) dopo la rinzeppatura profonda.

2. Lavaggio della superficie e confezionamento malta di calce idraulica (Figura 6.26);
3. Rinzeppatura profonda dei conci lapidei eseguita con frammenti di laterizio provenienti da materiali di spoglio, (rimozione coperture) disposti di fascia (vedi Figura 27- 28a);
4. Stilatura dei giunti con malta di calce idraulica; (Figura 6.28b)

Difetti corretti: 2) Mancanza di continuità di contatto.



Figura 6.26: Pannello n.4, confezionamento malta di calce idraulica.



Figura 6.27: Pannello n.4, posa in opera scapoli e scaglie.



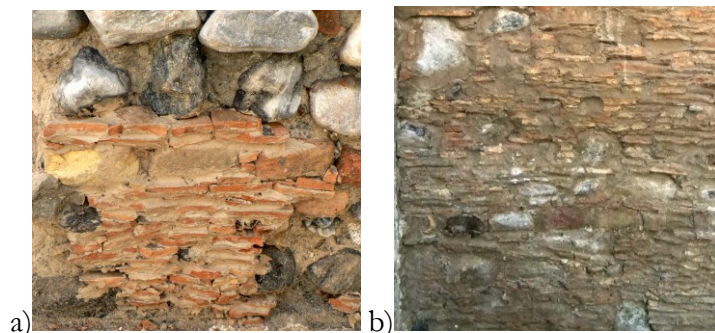


Figura 6.28: Pannello n.4, a)dettagli rinzeppatura profonda; b) stilatura dei giunti.



Figura 6.29: Pannello n.4, a) intervento sezione muraria, si noti l'assenza di alcun elemento atto a legare l'intera sezione muraria; b)opera finita, lavori realizzati a regola d'arte.

## 6.2.4 I meccanismi di collasso a primo modo: modalità di prova

### 6.2.4.1 Generalità

I pannelli, come già premesso, sono stati testati staticamente con delle prove a ribaltamento fuori dal loro piano, monotone e cicliche;

rispettivamente effettuate a mezzo di un tiro esercitato attraverso una fune ed un attuatore a doppio effetto, entrambe in controllo di spostamenti.

La prima tipologia prevede che il maschio murario sia soggetto ad una forza di tipo orizzontale applicata, secondo le possibilità del sito, il più possibile prossima al baricentro geometrico dell'elemento (vedi Figura 6.30), attraverso una fune, in assenza totale di carico verticale mantenendo la base superiore del pannello libera di ruotare (vedi Figura 6.31). Il test è del tipo monotono (Tabelle 6.2).

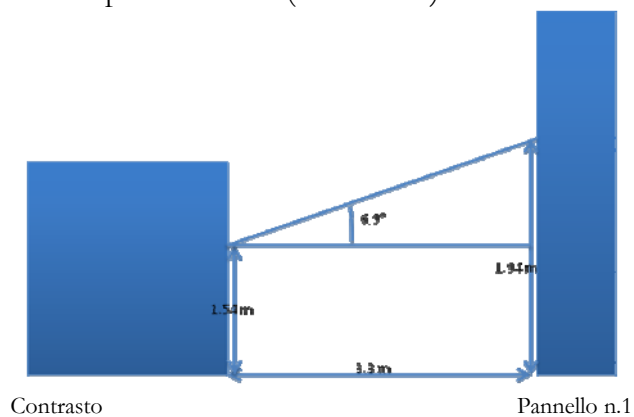


Figura 6.30: Pannello n.1 - Parete A; Schema di prova posizione tiro.



Figura 6.31: Pannello n.1 - Parete A; a) test monotono esercitato a mezzo di un tiro; b) meccanismo di collasso a ribaltamento.

**Tabella 6.2 Pannello n.1 confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido.**

Pannello 1 RC modello sperimentale confronto con comportamento monolitico		Peso porzione (daN)	Ms (daN*m)	F (daN)	Spinta
			Mr=Ms		F rispetto h reale di tiro
h (m)	2,75	3839	864	735	758
b (m)	0,45	0,24	Fmax rilevata sperimentalmente epurata della componente inclinata		
peso	2200	0,21	Fmax rilevata sperimentalmente componente normale al tiro		418
l (m)	1,65	1			F confronto
h reale tiro (m)	1,14				-340
h cerniera	0,4		Fmax rilevata sperimentalmente		512
h definitiva	2,35		coseno angolo di tiro		0,816
			Fmax rispetto ad una porzione di 1m per un tiro applicato al baricentro		
			446		

Una seconda configurazione invece, prevederà l'applicazione dell'azione di ribaltamento, in maniera alternata, attraverso un attuatore a doppio effetto, posto in corrispondenza del baricentro geometrico, in assenza totale di carico verticale. Il test è di tipo ciclico.

#### **6.2.4.2 I pannello 3 e 4: La prova ciclica**

I pannelli n.3 e 4 sono stati testati ciclicamente. Analogamente a quanto previsto per la sperimentazione effettuata a L'Aquila; il set up di prova prevede l'impiego di un attuatore di tipo statico con corsa 70cm max, carico massimo applicabile 50 ton distribuito lungo la larghezza del pannello a mezzo di una trave di ripartizione (dim. 0,3m x 1m), a sua volta fissata con n.1 tirafondi (Figura 6.32).

La larghezza totale dei pannelli è variabile: 1,35m per il pannello n.3 ed 1,15m per il pannello n.4.

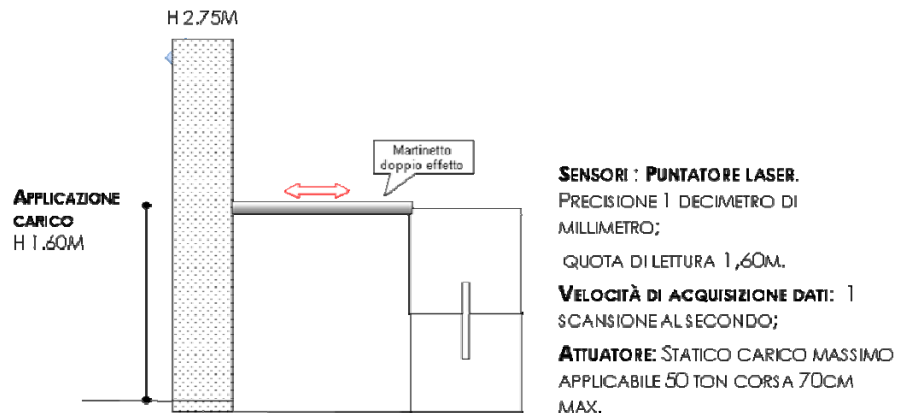


Figura 6.32: Schema set-up di prova.

Gli spostamenti sono stati rilevati attraverso un puntatore laser con precisione pari ad 1 decimetro di millimetro posto a quota 1,60m e velocità di acquisizione dati: 1 scansione al secondo.(Figura 6.33)



Figura 6.33:Foto apposizione attuatore Pannello n.3

Il test è stato eseguito in controllo di spostamenti secondo una storia di carico che prevedeva un numero massimo di cicli pari a 3 con step progressivi da 5cm, in previsione di uno spostamento ultimo, alla quota del baricentro, pari a 20cm circa, e quindi una quarta ed ultima fase a ribaltamento.



L'apparato di prova prevede l'impiego di blocchi di cemento trasportati a mezzo gru, come elementi di contrasto convenientemente collocati così come mostrato in Figura 6.34.



Figura 6.34: apparato di contrasto.

La tipologia di attuatore è stata adottata in relazione al valore limite oltre il quale si prevedeva l'attivazione del cinematismo in analisi ed il conseguente collasso fuori dal piano. (Tabelle 6.3-4).

**Tabella 6.3 Pannello n.3 valutazione della forza limite, nella supposizione che si comporti come un blocco rigido (Analisi limite).**

Pannello 3 RC comportamento monolitico		Peso porzione (daN)	Ms (daN*m)	F (daN)	Spinta
			Mr=Ms		F rispetto h reale di tiro
h (m)	2,75	3380	710	516	473
b (m)	0,42				
peso	2200				
l (m)	1,33	1			Fmax rispetto ad una porzione di 1m per un tiro applicato al baricentro
h reale tiro (m)	1,5				388

**Tabella 6.4 Pannello n.4 valutazione della forza limite, nella supposizione che si comporti come un blocco rigido (Analisi limite).**

Pannello 4 RC comportamento monolitico		Peso porzione (daN)	Ms (daN*m)	F (daN)	Spinta
			Mr=Ms		F rispetto h reale di tiro
h (m)	2,75	2922	614	446	409
b (m)	0,42				
peso	2200				
l (m)	1,15	1			Fmax rispetto ad una porzione di 1m – azione ribaltante applicato al baricentro
h reale tiro (m)	1,5				379

Sono stati rilevati, per il pannello n.3 i seguenti valori limite: un valore di carico minimo di partenza pari a 462 daN in corrispondenza di uno spostamento pari a 7mm; il test è stato condotto fino ad uno spostamento limite pari a 220 mm.

**Tabella 6.5 Efficienza Pannello 3 confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido.**

Pannello 3 RC modello sperimentale confronto con comportamento monolitico		Peso porzione (daN)	Ms (daN*m)	F (daN)	Spinta
			Mr=Ms		F rispetto h reale di tiro
h (m)	2,75	3380	693	504	473
b (m)	0,42	0,41			Fmax rilevata sperimentalmente
peso	2200	0,01			462
l (m)	1,33	1			F confronto
h reale tiro (m)	1,5				-11
h cerniera	0		Fmax rispetto ad una porzione di 1m. Azione ribaltante applicato al baricentro tenendo in considerazione la sola porzione reagente		
h definitiva	2,75		370		

Il picco massimo di resistenza registrato è pari a 462daN per la fase positiva (Tabella 6.5) e 440daN per la fase negativa, appena inferiore, il comportamento è simmetrico.

**Tabella 6.6 Efficienza Pannello 4 Fase negativa confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido.**

Pannello 4 RC modello sperimentale confronto con comportamento monolitico		Peso porzione (Kg)	Ms (daN*m)	F (daN)	Spinta
			Mr=Ms		F rispetto h reale di tiro
h (m)	2,75	2603	547	446	456
b (m)	0,42	0,25			Fmax rilevata sperimentalmente
peso	2200	0,17			215
l (m)	1,15	1			F confronto
h reale tiro (m)	1,5				-241
h cerniera	0,3		Fmax rispetto ad una porzione di 1m. Azione ribaltante applicato al baricentro tenendo in considerazione la sola porzione reagente		
h definitiva	2,45		138		

Per il pannello n.4 l'evidenza sperimentale ha mostrato un valore di carico minimo di partenza pari a 185 daN con un corrispondente spostamento pari a 7mm; il test è stato condotto fino ad uno spostamento limite pari a 240 mm con picco massimo di resistenza pari a 215daN (Tabella 6.6) per la fase positiva e di 475daN (Tabella 6.7) per la fase negativa, il comportamento è fortemente asimmetrico. È il caso di precisare come gli elementi lapidei costituenti i due paramenti non risultano soggetti alle medesime condizioni di vincolo; infatti, il paramento la cui risposta è descritta dalla curva d'involuppo dalle fasi positive, al livello microstrutturale, risulta privato del contrasto necessario ad ottenere un livello di rigidità complessivo pari al medesimo rilevato nelle fasi negative; pertanto, i singoli elementi costituenti saranno in partenza considerati soggetti a vincoli cedevoli. Tutti i valori riportati in questa sezione verranno successivamente omologati alla quota esatta del baricentro geometrico e riferiti da una porzione di 1m in modo da renderli perfettamente confrontabili fra di

essi; osservazioni e risultati verranno riportati in dettaglio nella quarta ed ultima parte.

**Tabella 6.7 Efficienza Pannello 4 Fase positiva confronto rispetto al comportamento teorico di corpo rigido.**

Pannello 4 RC modello sperimentale confronto con comportamento monolitico		Peso porzione (Kg)	Ms (daN*m)	F (daN)	Spinta
			Mr=Ms		F rispetto h reale di tiro
h (m)	2,75	2603	547	446	456
b (m)	0,42				Fmax rilevata sperimentalmente
peso	2200				475
l (m)	1,15	1			F confronto
h reale tiro (m)	1,5				19
h cerniera	0,3		Fmax rispetto ad una porzione di 1m. Azione ribaltante applicato al baricentro tenendo in considerazione tutta la sezione come reagente		
h definitiva	2,45		388		

### 6.2.5 I meccanismi di collasso a secondo modo

In chiusura alla campagna di prove è stata effettuato un test del tipo taglio – compressione sviluppato in collaborazione con L'Università di Genova, *Prof. Sergio Lagomarsino e dott. ing. Serena Cattari*. Il Pannello impiegato, come già premesso, è situato lungo la facciata A (Figura 6.35a) di dimensioni pari a 1.20 m in larghezza, 2.40 m in altezza (riferita alla sola porzione effettivamente testata, scevra dalle parti impiegate per il posizionamento ed ancoraggio dell'apparato di prova) con spessore pari a 45 cm. Il pannello denominato n.2 è stato ricavato a seguito di opere di disaggio e lavorazioni edili (Figura 6.36) atte al conseguimento di due semipannelli di forma quadrata e dimensioni identiche posti in successione fra di essi in elevato (Figura 6.37). Inoltre, le restanti porzioni di muratura sono state, senza eccezioni, impiegate come elementi di contrasto a definizione dell'apparato di prova (Figura 6.38).

Prima di procedere con la descrizione della prova si espone brevemente circa le procedure standard di configurazioni proprie del test specifico in analisi.

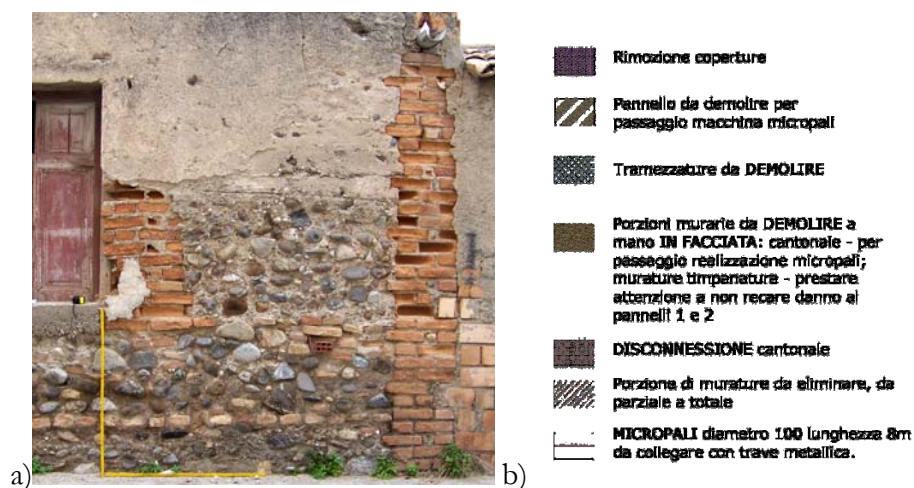


Figura 6.35: a) Individuazione del pannello lungo la facciata principale (A); b) opere edilizie necessarie per la fase di preparazione e disaggio del pannello.

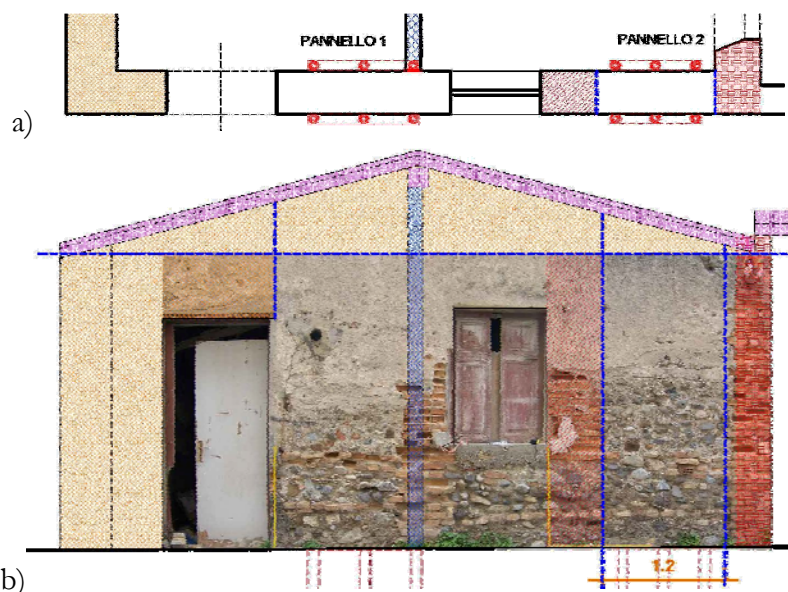


Figura 6.36: a) Planimetria con indicazione delle principali lavorazioni da effettuare; b) Parete A, opere edilizie necessarie per la fase di preparazione e disaggio del pannello n.2 ed individuazione delle proporzioni ricercate.



Figura 6.37: Pannello n.2 ad opere edili concluse, foto durante la fase di assemblaggio del set-up di prova.

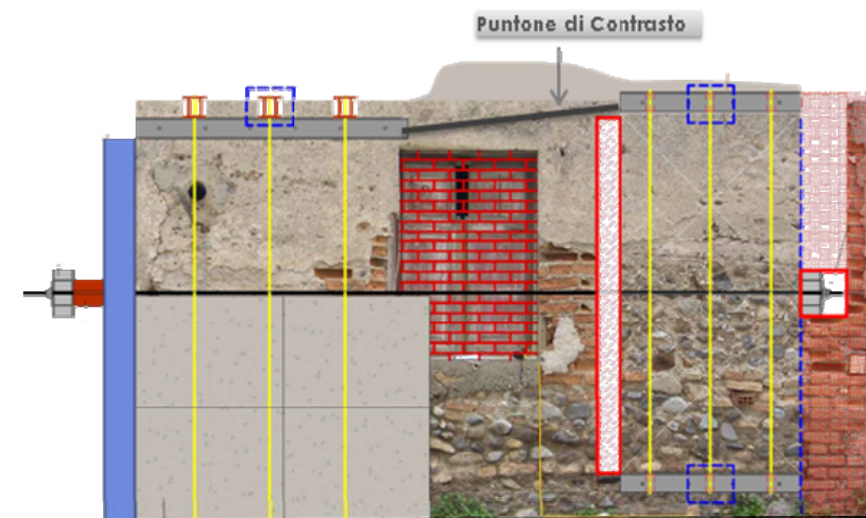


Figura 6.38: Parete A, tutti gli elementi murari sono stati impiegati ai fini della prova di taglio-compressione alla Sheppard.

#### 6.2.5.1 *Le prove di taglio in situ: Il taglio diretto alla Sheppard*

La prova, condotta fino al collasso, prevede l'individuazione di un pannello esente da fessurazioni, lesioni o altri generici difetti (vedi Figura

6.35a) da ricavarsi all'interno di un maschio murario di spessore costante. La porzione muraria dovrà, inoltre, essere scelta in una zona prossima ad un'apertura, in modo tale da poter predisporre agevolmente il contrasto alla forza orizzontale tagliente. La zona intermedia tra il pannello e l'apertura dovrà avere larghezza pari ad almeno due volte la stessa del pannello. Le dimensioni dell'elemento da testare dipenderanno dalla tessitura muraria. Per murature a ricorsi orizzontali regolari o pseudo-regolari l'altezza del pannello dovrà comprendere un minimo di 14 ricorsi ed un massimo di 30, con dimensione almeno pari a 5 volte lo spessore del paramento; la larghezza dovrà comprendere almeno 3 blocchi. Per murature a tessitura irregolare le dimensioni del pannello devono essere correlate alle dimensioni medie dei blocchi per ottenere un campione di muratura significativo. In entrambi i casi, la forma dei pannelli in oggetto sarà rettangolare, con rapporto tra altezza e larghezza pari a due; in tal modo si otterrà un pannello costituito da due semipannelli quadrati, indicati come semipannello inferiore e superiore, di uguali dimensioni.

Il settore di parete così individuato verrà, dunque, inizialmente privato dell'intonaco su ambedue le facce con tecnica manuale tale da arrecare il minimo disturbo al pannello e successivamente sottoposte a taglio a mezzo di sega o manuale a seconda delle possibilità del sito e della tipologia muraria in analisi.

Il test, così predisposto è finalizzata alla valutazione di due parametri principali:

- ✓ La Resistenza a Taglio;
- ✓ Il Modulo Elastico Tangenziale.

Le *resistenza a taglio* è definibile come la capacità del materiale specifico di resistere ad una azione tagliente in presenza degli effetti della compressione verticale esistente o indotta, priva degli effetti derivanti da carichi eccentrici; si ottiene misurando il carico tagliente massimo ( $F_u$ ) rilevato durante la prova condotta fino a collasso e si ricava la resistenza a taglio della muratura. L'azione orizzontale è incrementata con legge monotona.

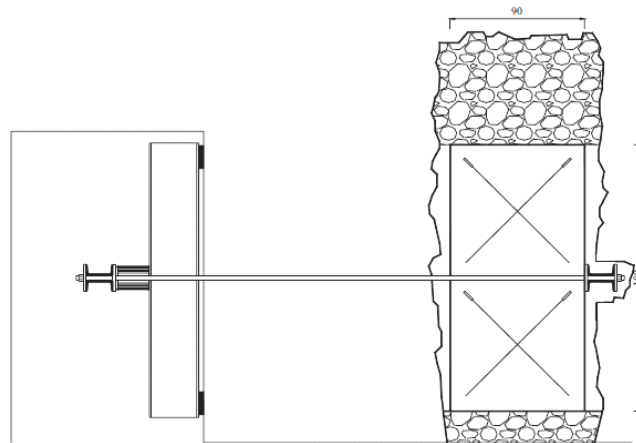
Il *modulo elastico tangenziale* è determinato, anch'esso, realizzando un taglio nella muratura, valutato senza effetti derivanti dall'eccentricità del carico di compressione agente e di lunga durata; tuttavia si ottiene misurando le deformazioni delle diagonali dei semipannelli per determinati valori di



carico rilevate mediante n.8 trasduttori. Tutte le grandezze sono monitorate in continuo con un sistema di acquisizione dati collegato ad un personal computer.

In generale, è possibile avvalersi di due configurazioni di prova differenti per ottenere i parametri sopra elencati:

1. la prova di taglio diretto detta, per l'appunto, alla Sheppard, in cui il pannello viene inizialmente isolato dalla parete mediante due tagli verticali con sega circolare o filo diamantato raffreddato ad acqua; questa seconda tecnica è preferibile alla prima in quanto arreca meno disturbo al pannello stesso. Le aperture ottenute dai tagli del paramento, sulle porzioni di sezione appartenenti alla parete circostante il pannello saranno soggette ad ulteriore demolizione, tale da ottenere una luce libera di almeno 5 cm sui tagli verticali e da consentire, su di un lato, in mezzeria, la posa in opera dell'attrezzatura di prova. Il pannello così predisposto sarà soggetto inizialmente alla compressione verticale esistente e sollecitato a taglio in direzione orizzontale attraverso l'applicazione di una forza agente in mezzeria indotta con apposita attrezzatura di carico(vedi Figura 6.39).



**Figura 6.39: Schema di prova tipo taglio diretto alla Sheppard.**

L'azione tagliente è applicata tramite un profilato metallico collegato a due barre in acciaio che permette la distribuzione dello sforzo su tutto lo spessore del pannello. Le due barre sono



contrastate da una traversa verticale su cui l'attuatore trasmette l'azione orizzontale. La tensione verticale di compressione non è nota e può essere stimata soltanto attraverso un'analisi dei carichi agenti sul maschio in analisi.

Il test è di tipo monotono, con applicazione del carico crescente in maniera costante in modo da raggiungere la forza massima nell'arco di 15-20 min dall'inizio dell'applicazione del carico stesso. La velocità di applicazione del carico tagliante dipende dalla resistenza della muratura considerata. A titolo indicativo è consigliata, generalmente, l'adozione di gradienti di carico compresi fra 0.05 MPa/min e 0.25 MPa/min in funzione della classe di resistenza presunta. E' necessario che le misure siano registrate in modo continuo con un sistema di acquisizione basato su un convertitore A/D ed un personal computer (Figura 6.40).



Figura 6.40: Sistema di acquisizione dati.

2. la prova di *taglio-compressione*, a differenza della precedente, prevede l'applicazione di un carico assiale di compressione uniformemente distribuito di valore prefissato, in modo da ovviare alla problematica legata all'incerta valutazione della tensione di compressione proveniente dai carichi di esercizio agenti sulla base superiore del pannello. Pertanto, si procederà nell'isolare il pannello anche superiormente applicando, quindi, preliminarmente l'azione di compressione. Come per la precedente configurazione di prova il contrasto può essere

fornito dalla muratura soprastante o da un sistema di barre che riporta l'azione sotto la base (vedi Figure 6.37 e 38). Sulla parte superiore, invece, dovrà essere disposto un elemento metallico la cui rigidezza sia tale da garantire una distribuzione pressoché uniforme dell'azione verticale sulla sezione di testa del pannello; ad esempio si può utilizzare un profilato metallico eventualmente accoppiato ad una piastra di adeguato spessore. Il pannello così vincolato, in sommità con un incastro cedevole alla traslazione ed alla rotazione, ed alla base ad un incastro perfetto, sarà pronto per la successiva fase di applicazione dello sforzo tagliente. Dapprima il carico orizzontale verrà aumentato in modo costante fino al raggiungimento del carico massimo, previsto da 15 min a 20 min dall'inizio dell'applicazione del carico stesso. Lo sforzo così realizzato si distribuirà diversamente tra i due semipannelli in cui è possibile suddividere l'intero pannello; l'esperienza ha indicato che l'aliquota maggiore del carico orizzontale applicato sollecita il semipannello inferiore. Ad ogni modo, velocità di applicazione, gradienti di carico e registrazione delle misure, nonché sistema di acquisizione dati saranno i medesimi indicati per la prova di taglio diretto.

Ottenuti così i valori ricercati, dalla misura del carico tagliente massimo ( $F_u$ ), è possibile ricavare la resistenza a taglio della muratura, di cui si riportano di seguito le modalità di calcolo, per ambedue le casistiche considerate:

Prova a taglio diretto:

$$\tau_u = \frac{F_u}{2A}$$

Prova taglio compressione:

$$T_{inf,u} = F_u - R_{sup,u} \qquad \tau_u = \frac{T_{inf,u}}{A}$$

$$\sigma_0 = \frac{P_v}{A}$$

$$\sigma_I = \sigma_0 \cdot \left[ -\frac{1}{2} + \sqrt{\left( b \cdot \frac{\tau_u}{\sigma_0} \right)^2 + \frac{1}{4}} \right] \quad b = 1.5$$

$$\tau_k = \frac{\sigma_I}{b}$$

Dalla misura delle deformazioni rilevate ad 1/3 del carico massimo è possibile ricavare il modulo elastico tangenziale  $G$  secante secondo la seguente relazione, valida per ambedue le configurazioni di prova:

$$\frac{1}{K_0} = \frac{\delta_E}{0.9T_{inf,u}} = \frac{1.2h_{inf}}{GA} \cdot \left[ 1 + \frac{G}{1.2E} \cdot \left( \frac{h_{inf}}{d} \right)^2 \right]$$

#### 6.2.5.2 La prova sperimentale

La prova sperimentale è stata effettuata secondo i canoni previsti per la tipologia definita precedentemente come prova di *taglio-compressione* (Figura 6.41); la pannellatura è stata scelta in base alla sua collocazione planimetrica, agevolmente svincolabile e rispondente alle prescrizioni riportate al paragrafo precedente di questa sezione.



Figura 6.41: Prova taglio compressione, foto durante le fasi di assemblaggio del set-up di prova.

Come mostrato in Figura 6.41 la muratura residua all'intorno è stata utilmente impiegata come sistema di contrasto (Figura 6.42), previa realizzazione di tutto quanto necessario affinché fosse possibile applicare l'azione di taglio in maniera monotona in mezzzeria al pannello (Figura 6.43).

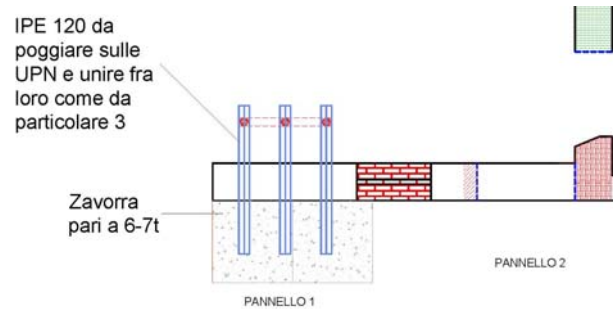


Figura 6.42: Il sistema di contrasto; planimetria di riferimento parete A.

Un carico di compressione assegnato ed uniformemente distribuito è stato applicato tramite un opportuno sistema di tiranti tale da indurre uno stato di compressione comparabile con l'azione dei carichi gravitazionali di esercizio e pertanto pari a 17ton. Mediante un opportuno sistema di ancoraggio dei tiranti lungo la base superiore ed inferiore del pannello è stato possibile realizzare le condizioni di vincolo desiderate (Figura 6.44). Circa quest'ultimo aspetto, nonostante la cedevolezza del vincolo in testa, considerato come dato di base del tipo di test, si ritiene, viste le molteplici difficoltà e la tipologia muraria presa in esame, che la traslazione e la rotazione siano parzialmente permesse.

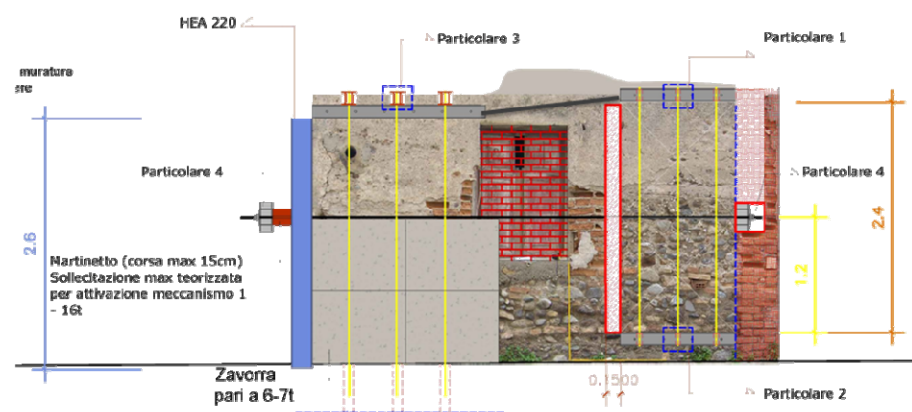


Figura 6.43: Il set up di prova, parete A.

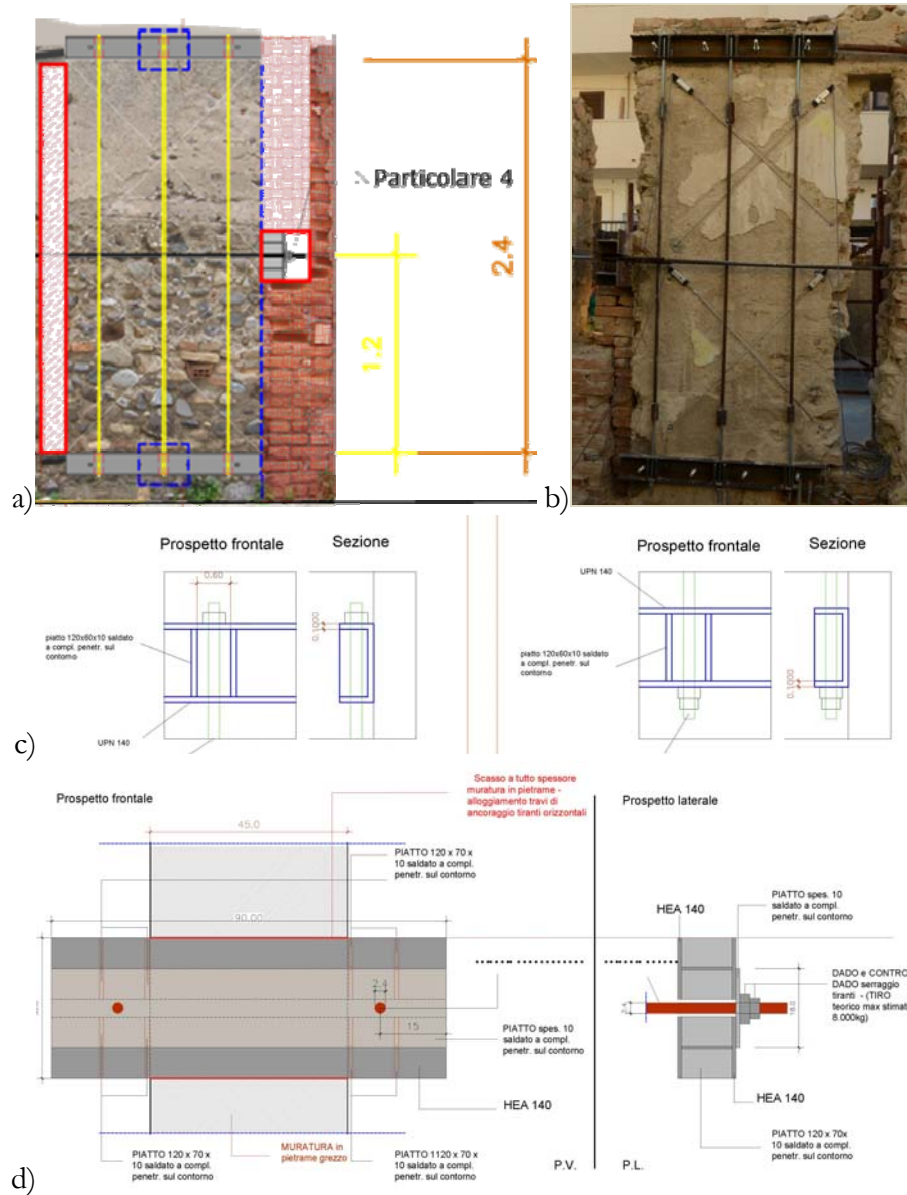
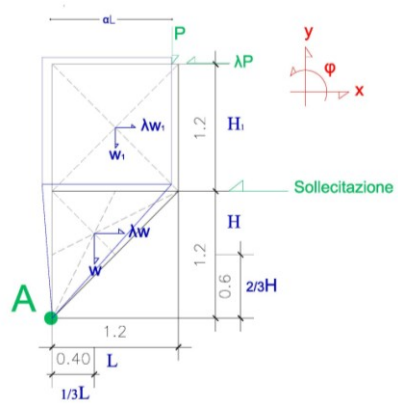


Figura 6.44: Il set up di prova, a) dettaglio pannello n.2 oggetto del test; b) foto posa in opera di n.8 trasduttori finalizzati alla misurazione delle deformazioni occorse nei due semipannelli; c) particolari aggancio tiranti per applicazione carico assiale; d) particolare n.4 relativo alla piastra di contrasto atta a distribuire lungo la sezione trasversale l'azione tagliante.

Infatti, in relazione alla particolare tipologia muraria testata, questa risulta suscettibile di plasticizzazioni locali incontrollate, che tradiscono in parte l'assunto di base circa l'assenza di difetti costruttivi palesi, ancor più aggravato dalla decisione fortemente penalizzante di operare una disconnessione sistematica dell'addentellato in mattoni pieni posto a definizione del maschio murario originale.

A seguito del test è stata rilevato un carico tagliante massimo ( $F_u$ ) pari a 8,7ton, valore inferiore rispetto a quanto calcolato preventivamente (vedi Tabella 6.8).

**Tabella 6.8 Meccanismo Ipotizzato: Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi**

Calcolo della Forza necessaria per l'attivazione del meccanismo				
Dati			Schema considerato	
L (m)	1,2			
H (m)	1,2			
H1 (m)	1			
H cern	0,2			
S	0,45			
w (Kg)	1296	648		
w1 (Kg)	1080			
wcern(Kg)	216			
Ps muratura (Kg/mc)	2000			
$\alpha$	0,5			
P (Kg)	17000			
Quota applicazione Sollecitazione	1,2			
Uguaglianza dei lavori				
$\lambda * 43651$			$= 11237$	
$\lambda = 0,26$				
Calcolo Forza limite		Le rispettive spinte sono state portate alla quota a cui è stata applicata la spinta (1,2m)		
Precompressione	10200	4636	9273	(daN)
muratura cerniera	129,6	100	108	(daN)
Muratura testata (sup)	648	498	789	(daN)
Muratura testata (inf)	259,2	324	216	(daN)
verifiche	11107,2	5559	9597	TOT



Il meccanismo ipotizzato del tipo ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione inclinata a 45 gradi rilevabile nel semipannello inferiore è stato valutato secondo gli strumenti di calcolo propri dell'analisi limite, nella convinzione dell'impossibilità di avere una condizione di doppio incastro analoga a quanto previsto dal protocollo standard della tipologia di prova scelta. Si riporta di seguito schema di calcolo (Figura 6.45a) e cinematismo ipotizzato (Tabella 6.8).

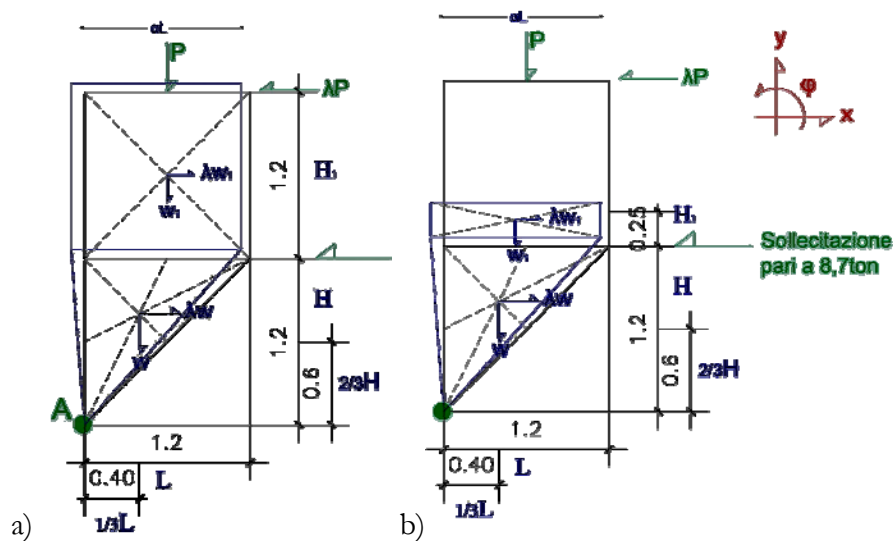
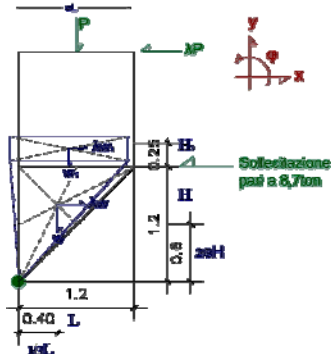


Figura 6.45: Analisi Limite - cinematismo di collasso nel caso di rottura per ribaltamento con rotazione della porzione superiore del pannello e lesione a 45 gradi, a)Schema ipotizzato; b)Schema rilevato sperimentalmente.

Il cinematismo di collasso osservato (Figura 6.46) sperimentalmente è concorde con quanto preventivamente ipotizzato (Figura 6.45a); tuttavia, a causa di non linearità incontrollate, proprie della tipologia muraria in analisi, come più volte sottolineato, si è verificato il taglio per scorrimento di parte della porzione del semipannello superiore lungo una superficie preferenziale (Figura 6.47a). Pertanto, il meccanismo rilevato sperimentalmente è sempre del tipo ipotizzato in Figura 6.45a, però privato di parte della porzione superiore (Figura 6.45b) che si è così configurata come un ulteriore carico aggiuntivo a compensazione dell'eventuale perdita di carico assiale per effetto dell'azione tagliente, restituendo così il valore rilevato sperimentalmente (Tabella 6.9).

**Tabella 6.9 Meccanismo verificato sperimentalmente: Ribaltamento della porzione superiore del pannello con una lesione a 45 gradi**

Calcolo della Forza necessaria per l'attivazione del meccanismo				
Dati			Schema considerato	
L (m)	1,2			
H (m)	1,2			
H1 (m)	0,25	si considerano le due superfici di scorrimento per attrito e la sola porzione in moto		
H2 (m)	0,95			
S	0,45			
w (Kg)	1296	648		
w1 (Kg)	270			
w2 (Kg)	1026			
Ps muratura (Kg/mc)	2000			
coeff. d'attrito	0,3			
α	0,5			
P (Kg)	17000			
Quota applicazione Sollecitazione	1,2			
Uguaglianza dei lavori				
λ* 27245 =11237				
λ = 0,41				
Calcolo Forza limite		Le rispettive spinte sono state portate alla quota a cui è stata applicata la spinta (1,2m)		
Precompressione	10200	7034	8500	(daN)
Muratura sup	615,6	110	154	(daN)
Muratura testata (sup)	162	37	41	(daN)
Muratura testata (inf)	259,2	97	65	(daN)
verifiche	10621,2	7279	8759	TOT



Inoltre, risulta molto interessante rilevare come in base alle dimensioni caratteristiche dei singoli elementi costituenti questi siano in grado di realizzare una fessurazione per taglio con inclinazione differenziata in relazione alla possibilità di distribuzione effettiva dei carichi, e cioè in relazione alla superficie di posa di ogni singolo elemento su cui è possibile esercitare una leva di secondo genere.



Figura 6.46: Foto del meccanismo di collasso rilevato sperimentalmente.

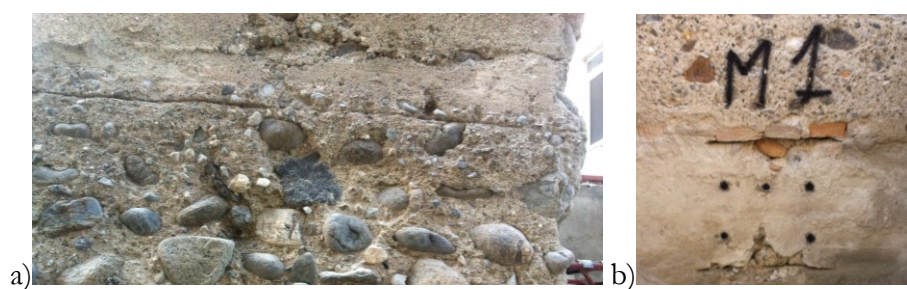


Figura 6.47: a) Foto della superficie di scorrimento preferenziale rilevata prima dell'inizio del test; b) Foto prove di martinetto piatto doppio.

Ad integrazione dei risultati ottenuti, ed a chiusura del programma di prova, sono stati eseguiti ulteriori test semidistruttivi; nello specifico, prove di martinetto piatto doppio (vedi Figura 6.47b).

## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 6

- AA. VV., (2002) Ricerche per la ricostruzione. Iniziative di carattere tecnico e scientifico a supporto della ricostruzione, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma,
- AA. VV., (1999) Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione post-sismica degli edifici, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma,.
- Baratta, M. (1910) *La catastrofe sismica Calabro-Messinese* (28 Dicembre 1908), SGI, Roma.
- Bernardini, A. Modena, C. Turnesek, V. Vescovi, U. (1980) A comparison of three laboratory methods to determine the shear resistance of masonry walls, *Proceedings of 7th WCEE*, Istanbul.
- Biblioteca della Società napoletana di storia patria di Napoli, Fondo: Manoscritti, Serie: Galiani, Sottoserie: Galiani Ferdinando, Segnatura: XXX D 3.5; Titolo del fascicolo: Pensieri vari di Ferdinando Galiani sul terremoto della Calabria ultra e di Messina. Busta XXX D 3, Fasc. 5.
- Borri, A. Corradi, M. Vignoli, A. (2003) Experimental study on the determination of strength of masonry walls, *Construction and Building Materials*, N. 17, pp. 325-337.
- Borri, A. Corradi, M. Vignoli, A. (2000) Il comportamento strutturale della muratura nelle zone terremotate dell'Umbria: alcune sperimentazioni, *Ingegneria Sismica*, anno XVII, N. 3, pp. 23-33.
- Ceradini V., A Cura Di, (2004) *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione degli insediamenti storici dell'Area Greca*. Gangemi: Roma.
- Ceradini, V. (1993). *Qualità meccaniche e meccanismi di danno*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 132 - 141., in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1993). *Indagini sperimentali su modelli di opera muraria*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 267-276, in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1992). *Modellazione e sperimentazione per lo studio della struttura muraria storica*. Tesi di dottorato in Storia delle Scienze e delle Tecniche del costruire, Roma 1992.
- Chiostrini, S. Galano, L. Vignoli, A. (2000) On the determination of strength of ancient masonry walls via experimental tests, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, Paper N. 2564.
- Chiostrini, S. Galano, L. Vignoli, A. (1994) Shear and compression testing of stone masonry walls, *Atti del Seminario CLAS Evoluzione nella Sperimentazione per le Costruzioni*, Merano, pp. 223-250.

- Chiostriani, S. Vignoli, A. (1994) In situ determination of the strength properties of masonry walls by destructive shear and compression tests, *Masonry International, The British Masonry Society*, Vol. 7, N. 3, pp. 84-96.
- Chiostriani, S. Vignoli, A. (1992) An experimental research program on the behaviour of stone masonry structures, *Journal of Testing and Evaluation, ASTM*, Vol. 20, N. 3, , pp. 190- 206.
- Fabrizio, A. (1933) *I terremoti e i diversi sistemi di costruzioni antisismiche*, Tipi De Martini S. A, Benevento.
- Giuffrè, A., Carocci, C. (a cura di), 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza.
- Giuffrè, A., (a cura di) 1999. *Sicurezza e Coservazione dei Centri Storici: Il Caso Ortigia*, Ed. Laterza, Roma.
- Giuffrè, A., Pagnoni, T., Tocci, C., (1994). In-plane seismic behaviour of historical masonry walls, *Proc. Of the 10th I.B2.Ma.C., Calgary*, pp. 263-272.
- Giuffrè A. (1991). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.
- Lonetti G. (2004). *Tropea: il rilievo della città. Permanenze e componenti storizzate*. Laruffa editore.
- Nicolini, F. Pensieri vari di Ferdinando Galiani sul tremuoto della Calabria Ultra e di Messina, in *Archivio Storico per le Province Napoletane*, anno XXX, 1905, pp. 384-389.
- Principe, I. (2001). *Città nuove in Calabria nel tardo Settecento*, Gangemi Editore, Roma.
- Pesso L. (1876) sul consolidamento delle fabbriche nella Calabria contro i danni dei terremoti, in *L'ingegneria delle fabbriche nella Calabria contro i danni dei terremoti*, periodico torinese.
- Sheppard, P. F. (1985) In situ test of shear strength and deformability of 18th century stone and brick masonry walls, *Proceedings of the 7th International Brick/Block Masonry Conference*, Melbourne,.
- Teti, V. (2004) *Il senso dei luoghi Memoria e storia dei paesi abbandonati* Presentazione di Predrag Matvejevic, Donzelli editore, Roma.
- Turnsek, V. Sheppard, P. F. (1980).The shear and flexural resistance of masonry walls, *Proceedings of the Research Conference on Earthquake Engineering*, Skopje.
- Vivenzio, G. (1788). *Istoria de' tremuoti avvenuti nella provincia di Calabria Ulteriore, e nella città di Messina nell'anno 1783, e di quanto nelle Calabrie fu fatto per il suo risorgimento fino al 1787. Preceduta da una teoria, ed istoria generale de' tremuoti*, Napoli.
- <http://www.reluis.it/>

## **IV. OSSERVAZIONI, PROPOSTE E SVILUPPI FUTURI**

---

### **PARTE QUARTA**



## 7 UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA GREZZA: la legge Forza-Spostamento

La quarta ed ultima parte è dedicata all'esposizione dei risultati conseguiti a seguito delle importanti, ma non esaustive, campagne di prova realizzate in situ e descritte nei loro aspetti essenziali dalla precedente sezione. Proprio per la rilevanza dei dati ottenuti sperimentalmente questi, pur nella loro parzialità risultano essere, senza alcun dubbio, un passo avanti nella conoscenza comune, esempio e supporto per chiunque voglia approcciarsi al tema delle murature storiche in pietra grezza, argomento da considerarsi fra i più complessi e variegati nel campo dell'ingegneria antisismica, dalle infinite faccettature a carattere locale. Si auspica che questi studi possano rappresentare utile punto di partenza per ulteriori ricerche, con l'aspettativa che in futuro si possa giungere ad una caratterizzazione compiuta delle differenti tipologie murarie storiche, per lo meno su territorio italiano, previa individuazione dei caratteri morfologico-costruttivi rappresentativi delle diverse provincie e regioni; col fine ultimo di istituire una vera e propria banca dati utile ad implementare il già ricco database di cui dispone il nostro paese su esperienze analoghe condotte, però, in laboratorio.

*<<Sull'influenza di ciascuno di questi elementi la sola esperienza può illuminarci. Ma qui pure non possiamo troppo fidarci delle prove fatte in piccolo, nelle quali l'operazion dell'attrito può venir mascherata da quella di accidenti ed estranee cagioni che per avventura vi si aggiungano.>>*

(G.Venturoni, 1817, p.222)

## 7.1 LA RISPOSTA FUORI DAL PIANO

La più importante e penalizzante delle azioni esterne che un muro è chiamato a sopportare è quella che tende a ribaltarlo secondo una direzione ortogonale al suo piano. Pertanto, al fine di studiare la sicurezza nei confronti di tale azione sono stati condotti i predetti test atti ad individuare la risposta della specifica tipologia muraria in analisi in termini di curva forza-spostamento e meccanismo attivato; nonché la resistenza *sopportabile* vista la geometria dell'elemento e la composizione degli elementi costituenti.

A tal proposito molto si è dibattuto nel Capitolo 1 evidenziando, attraverso la trattatistica storica, come il meccanismo di tipo rotatorio, in assenza di profili a scarpa, (come quelli, ad esempio, rilevati in molti edifici aquilani, vedi Figura 7.1) fosse considerato il più probabile.



**Figura 7.1:** Foto edificio danneggiato dopo il sisma de L'Aquila 2009, Poggio Picenze (AQ); si notino i profili a scarpa su tutti i fronti atti a contenere eventuali incipienti meccanismi di collasso.

Inoltre, interessanti osservazioni circa *l'inclinazione* della linea di frattura sono state evidenziate, ne riproponiamo in questa sezione la testimonianza nodale del Borgnis a summa di tutto:

*<<la rottura de' massi dipende dal momento della spinta, per opera della quale sono poi rovesciati con moto rotatorio intorno allo pigolo esteriore della base de' massi medesimi, in allora alla rottura ed al rovesciamento s'oppongono il momento delle pressioni verticali e quello della coesione. [...] Se poi la coesione fosse grandissima*

*sarebbe in questo caso la linea di rottura coincidente con la base.[...] man mano che  $C$  (il coefficiente della coesione) diminuisce  $\alpha$  (l'angolo che si forma fra la sezione di rottura e l'orizzontale) aumenterà e la linea di rottura s'allontanerà sempre più dalla base [...]>>*

(G.A.Borgnis, libro II, p 129-30)

Le osservazioni basilari, quindi, suggerite dalla trattatistica, da cui ci si è mossi sono le seguenti:

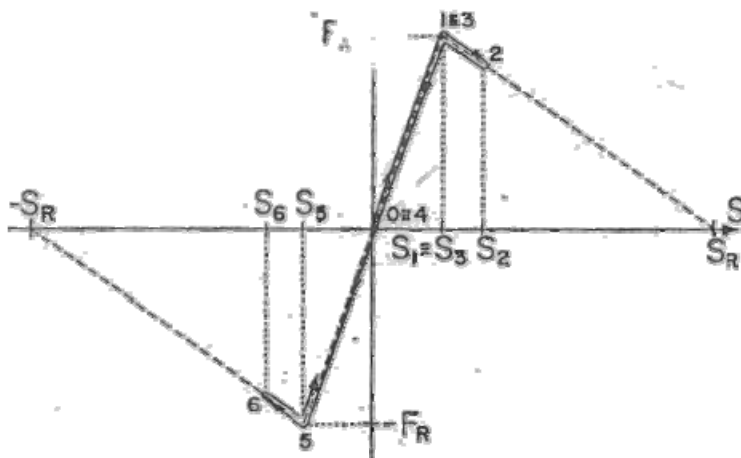
- ✓ meccanismo di ribaltamento intorno ad una cerniera cilindrica disposta lungo lo spigolo esterno secondo una sezione di rottura posta alla base del pannello, nell'ipotesi di perfetto monolitismo;
- ✓ variazione della sezione di rottura in relazione all'imperfetto monolitismo di cui la tipologia muraria in esame risulta affetta.
- ✓ Nulla viene osservato circa la legge che lega forza e spostamento.

Circa la variazione della sezione di rottura si esporrà nell'Ottavo ed ultimo Capitolo in cui verranno raccolte tutte le osservazioni di carattere fenomenologico al meccanismo esaminato; in questo Capitolo, invece, si vuole considerare solo la questione circa il *valore limite*, inteso come picco massimo di resistenza registrato da associare al meccanismo analizzato e relativa legge che ne descrive la *risposta a collasso*.

Si premette fin da subito che tutto il lavoro di ricerca, condotto in parallelo fra realtà sperimentale e precetti teorici, trova punto d'incontro e risoluzione, se e solo se si consideri erronea la trasposizione novecentesca della trattatistica, tradotta in Analisi limite, che considera il materiale muratura come *perfettamente monolatero* ed *infinitamente resistente a compressione*. Infatti, è evidente come la Trattatistica settecentesca ed ottocentesca dia forte rilevanza alle *forze passive* considerate come le maggiori responsabili della massima solidità strutturale; pertanto, l'assunzione dell'assenza del contributo di attrito e coesione risulta inesatta. Fondamentale in tal senso è stato l'apporto offerto sul finire del novecento dal Prof. Giuffrè (Figura 5.40) che ha introdotto, per primo, il concetto di *pseudoresistenza a trazione*, esposto nei Capitoli precedenti, intesa come collaborazione offerta dall'attrito che si sviluppa all'interfaccia fra i singoli elementi costituenti durante il moto, e *l'arretramento del punto di cernierizzazione* dovuto alla compressione dello spigolo esterno. Inoltre, nell'ambito dei modelli meccanici che descrivono il comportamento di una parete isolata ribaltata fuori dal suo



piano principale, in conseguenza ad un'azione orizzontale, sempre il Giuffrè introduce il concetto di *pseudoelasticità iniziale* (Figura 7.2) di un maschio murario, il quale a causa dell'imperfetto monolitismo di cui è affetto mostra una rigidezza di partenza differente dal modello teorico di corpo rigido. Questo tema verrà meglio estrinsecato nella seguente esposizione. Ancora, saranno introdotti, come contributi originali, il concetto di *pseudoduttilità* e *sovreresistenza* dovuti all'*ingranamento per forma* dei singoli elementi costituenti.



**Figura 7.2: Modello meccanico bilineare Curva Forza-Spostamento (Antonino Giuffrè, La Meccanica delle murature storiche, 1991)**

Comprensibilmente, i temi esposti dovranno essere oggetto di approfondite conferme; tuttavia si propone una possibile interpretazione delle evidenze sperimentali raccolte.

Si proceda, quindi, analizzando dapprima gli esiti dei test monotoni, nonché ciclici, con osservazioni circa gli effetti delle differenti metodologie di rinforzo murario adottate ed in fine la formulazione di un modello meccanico maggiormente rispondente ai risultati individuati sperimentalmente.

### 7.1.1 I pannelli di Via Pretratti: Le Murature Aquilane

Come anteposto per esteso nel Capitolo 5, i pannelli dislocati lungo la facciata di Via Pretratti, afferenti la tipologia muraria rappresentativa dei connotati tecnico-costruttivi della Città storica de L'Aquila, sono stati testati al primo modo di collasso secondo un'azione orizzontale incrementata con legge monotona, in controllo di spostamenti. Si ricordi che in base alle diverse possibilità del sito di prova l'azione ribaltante è stata applicata nella posizione più prossima al baricentro geometrico; pertanto, spostamenti e forze sono stati omologati alla quota del baricentro e riferiti ad una porzione di muratura pari a 1m di larghezza, in modo da risultare perfettamente confrontabili fra di essi. Si proceda nell'esplosione dei risultati:

#### PANNELLO N.6 - NON RINFORZATO

Il pannello n.6 mostra una risposta nettamente differente nei confronti dei modelli meccanici generalmente assunti in letteratura che evidenziano un comportamento del tipo bilineare rigido-degradante con picco massimo in corrispondenza del limite elastico e successivo abbattimento a zero della resistenza del pannello e quindi il collasso.

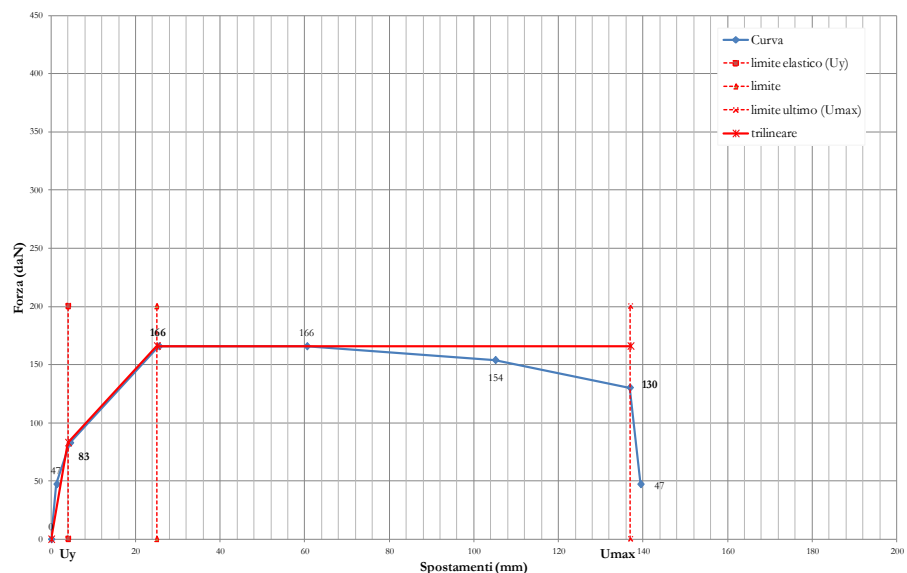


Figura 7.3: Pannello n.6 Curva Forza-Spostamento

Vedremo come l'assunzione di un modello meccanico si fatto possa risultare penalizzante per le murature aquilane che mostrano invece una certa capacità di sviluppare con gradualità spostamenti orizzontali, anche rilevanti. Infatti, è possibile evidenziare come la curva forza-spostamento riportata in Figura 7.3 (vedi Appendice A n.10) mostri un tratto iniziale che va da 0 a 4mm, che denota una pseudoelasticità di partenza del pannello, con valore minimo di carico pari a 47 daN ed massimo di 83 daN in corrispondenza del limite elastico ( $U_y$ ).

Si rileva, successivamente, un tratto crescente pre-picco che sottolinea la tendenza a sviluppare un campo di spostamenti con significative componenti orizzontali fino ad un valore di resistenza limite pari a 166daN, con corrispondente spostamento lungo l'asse delle ascisse pari a 25mm.

Questo aspetto delle risposta è comprensibilissimo se si pensa al cinematiso di con corpo rigido intorno al suo spigolo esterno; tuttavia, meno comprensibile appare il comportamento post-picco. Si osservi lo sviluppo di rilevanti componenti di spostamento orizzontale a parità di resistenza, tale da indurre a parlare impropriamente di *duttilità* della muratura. Il valore rilevato allo spostamento ultimo è pari a 137mm; tuttavia, è il caso di sottolineare come la possibilità di sviluppare spostamenti pre-picco e post-picco sia generalmente legata alla capacità deformativa del materiale rispetto al caso rigido.

#### PANNELLO N.4 – INIEZIONI

Il pannello n.4 mostra una risposta del tutto simile a quanto indicato nel pannello n.6 che evidenzia un comportamento del tipo trilineare con picco massimo in corrispondenza del limite al tratto crescente in prossimità del plateau. Infatti, è possibile rilevare come la curva forza-spostamento riportata in Figura 7.4 (vedi Appendice A n.5) mostri un tratto iniziale che va da 0 fino a 9mm, che denota una pseudoelasticità iniziale del pannello, con valore minimo di carico pari a 47 daN ed massimo pari a 162 daN al limite elastico ( $U_y$ ). A seguire, si osserva un plateau, che palesa una pseudoduttilità del pannello fino al suo limite ultimo ( $U_{max}$ ) pari a 130mm.

## 7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA GREZZA: la legge Forza-Spostamento

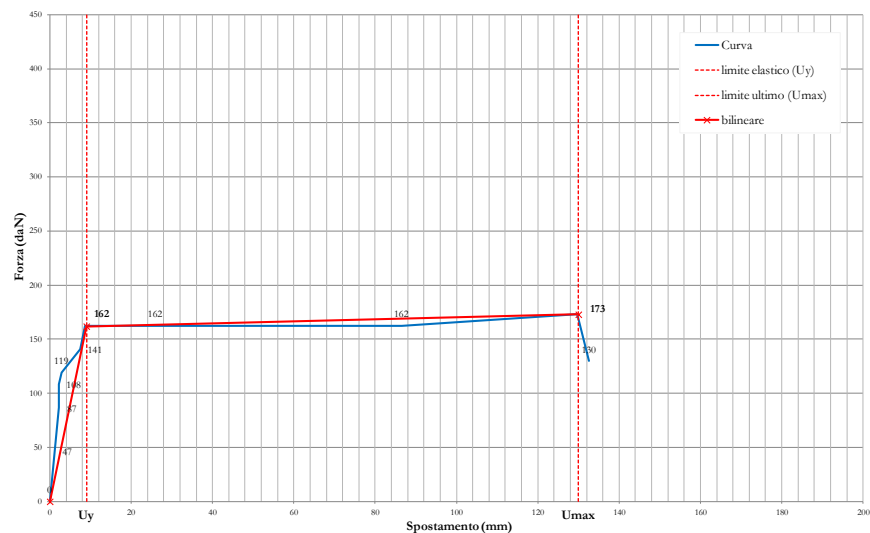


Figura 7.4: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento

### PANNELLI N.4 E 6 CONFRONTO

Il pannello n. 4 mostra una risposta del tutto analoga a quanto rilevato per il pannello n.6 non rinforzato (vedi Figura 7.5 ed Appendice A n.13); pertanto, si ritiene completamente nullo il contributo della tecnica di rinforzo adottata.

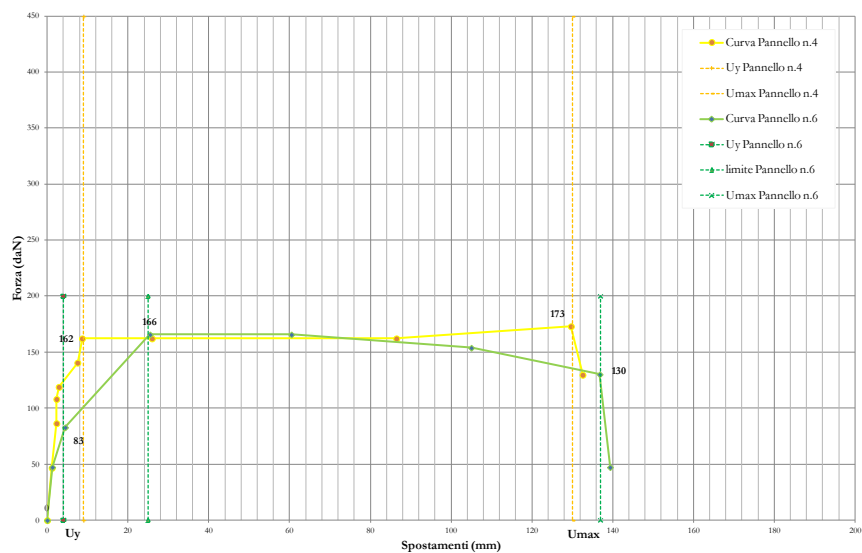
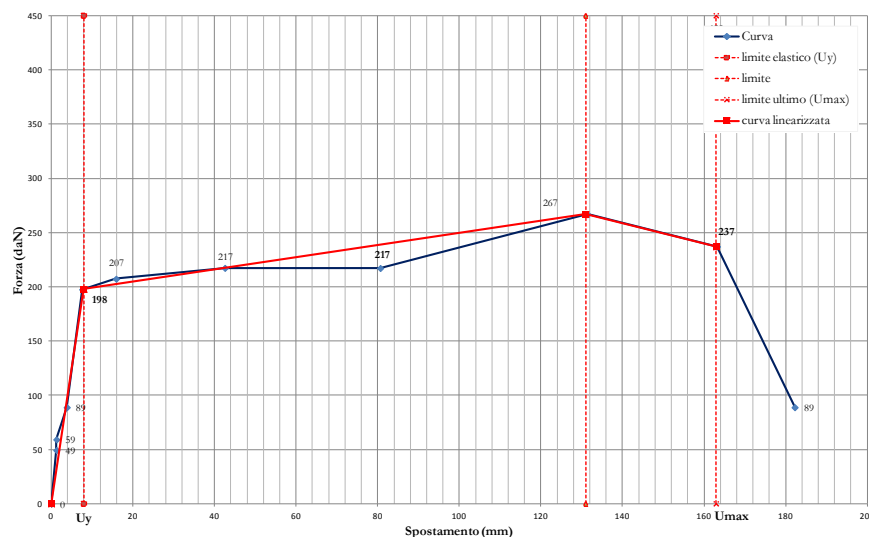


Figura 7.5: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 4 e 6

PANNELLO N.3 – DIATONI CALCE

Il pannello n.3 mostra una risposta simile a quanto indicato per il pannello n.6; tuttavia, è possibile rilevare, se pur minimo, un incremento di rigidezza nel tratto iniziale ed una fase post-picco degradante che mostra il progredire dell'abbattimento della resistenza con una certa gradualità. Infatti, è possibile rilevare come la curva forza-spostamento riportata in Figura 7.6 (vedi Appendice A n.4) denoti un tratto iniziale che va da 0 fino a 8mm, come pseudoelasticità iniziale del pannello, con valore minimo di carico pari a 49 daN ed massimo pari a 198 daN al limite elastico ( $U_y$ ). A seguire, si osserva un tratto crescente fino ad uno spostamento pari a 131mm in corrispondenza del picco massimo pari a 267daN. Il limite ultimo ( $U_{max}$ ) è pari a 163mm.

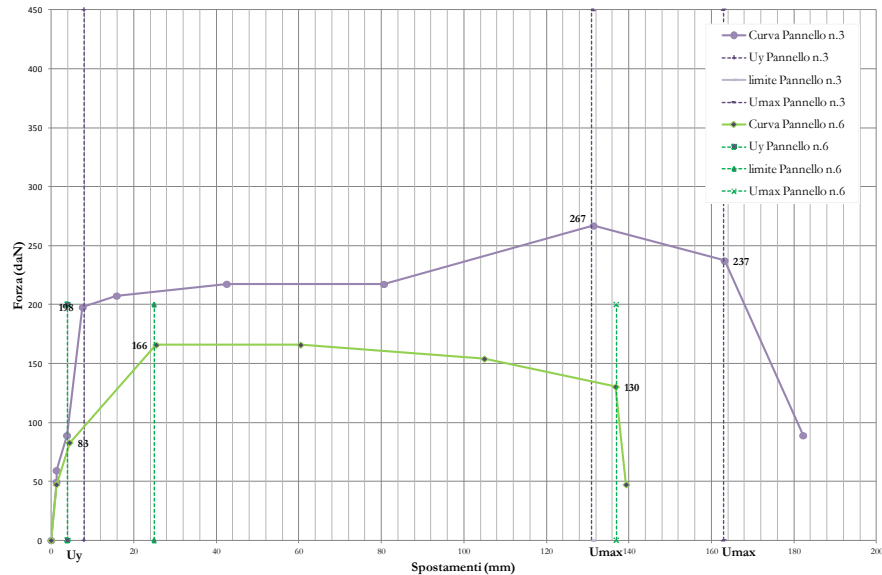


**Figura 7.6: Grafico Pannello n.3 Curva Forza-Spostamento**

PANNELLI N.3 E 6 CONFRONTO

Il pannello n. 3 mostra dunque una risposta del tutto analoga a quanto rilevato per il pannello n.6 non rinforzato (vedi Figura 7.7 ed Appendice A n.12); tuttavia, si rileva il contributo offerto dall'inserimento dei diatoni artificiale a collegamento dei paramenti murari in termini di aumento dell'efficienza meccanica e quindi di forza opposta al movimento rotatorio. Ad ogni modo, la rigidezza iniziale risulta del tutto analoga a quanto rilevato per il pannello non rinforzato.

## 7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA GREZZA: la legge Forza-Spostamento



**Figura 7.7: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 3 e 6**

### PANNELLO N.2 – DIATONI CON DIVARICATORE

Il pannello n.2 mostra una risposta descritta da una curva con andamento sempre crescente fino al picco massimo schematizzabile in tre tratti (vedi Figura 7.8 ed Appendice A n.2) il primo iniziale che va da 0 a 7mm, che denota una pseudoelasticità di partenza del pannello, con valore minimo di carico pari a 105daN ed massimo pari a 279 daN in corrispondenza del limite elastico ( $U_y$ ).

Si rileva, successivamente, un tratto crescente pre-picco che sottolinea la tendenza a sviluppare un significativo incremento in resistenza da parte del pannello il cui valore di resistenza limite è stato registrato pari a 380daN, con corrispondente spostamento lungo l'asse delle ascisse pari a 24mm. Un ulteriore tratto crescente è stato rilevato fino al picco massimo pari a 426daN con corrispondente valore lungo l'asse delle ascisse pari a 87mm, limite ultimo allo spostamento.

### PANNELLI N.2 E 6 CONFRONTO

Il pannello n. 2 mostra dunque un comportamento analogo a quanto rilevato per il pannello n.6 (vedi Figura 7.9 ed Appendice A n.11); tuttavia, si rileva un importante contributo conferito dall'inserimento dei diatoni artificiali a collegamento dei paramenti esterni con messa in

carico degli stessi. Risulta evidente l'irrigidimento complessivo del pannello murario che mostra una rigidezza iniziale del tutto variata rispetto al caso non rinforzato e maggiormente rispondente al caso rigido ed un incremento della resistenza di circa il 60% rispetto al pannello non rinforzato. Modalità esecutive ed idea progettuale sono stare esposte al Capitolo 5.

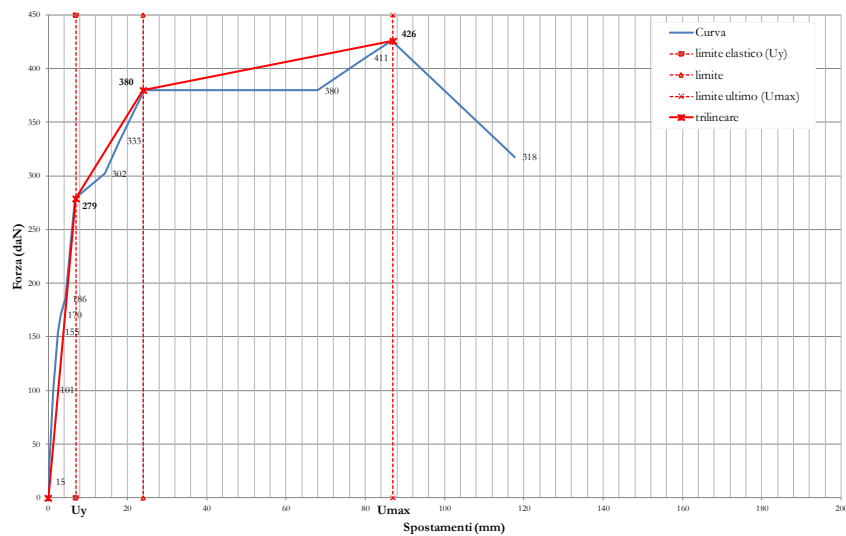


Figura 7.8: Grafico Pannello n.2 Curva Forza-Spostamento

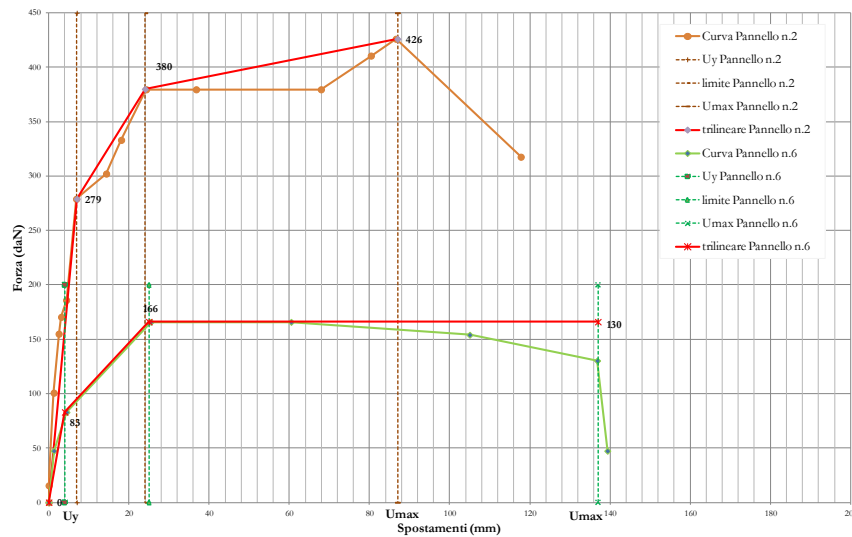
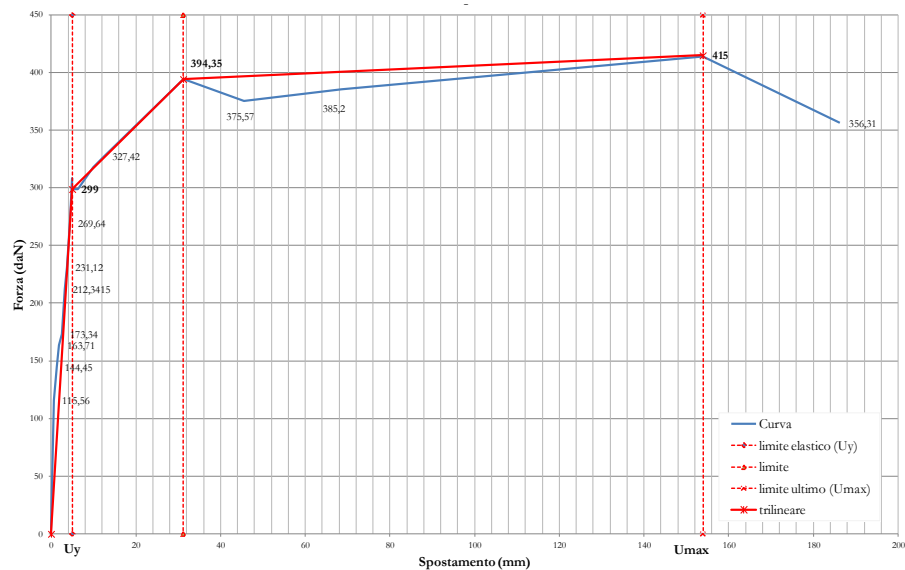


Figura 7.9: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 2 e 6

PANNELLO N.1 – RETICULATUS

Il pannello n.1 mostra una risposta descritta da una curva con andamento sempre crescente fino al picco massimo schematizzabile in tre tratti (vedi Figura 7.10 ed Appendice A n.1) il primo iniziale che va da 0 a 5mm, che denota un importante irrigidimento del pannello rispetto al caso non rinforzato, con valore minimo di carico pari a 115daN ed massimo pari a 299 daN in corrispondenza del limite elastico ( $U_y$ ).

Si rileva, un secondo tratto crescente pre-picco che sottolinea la tendenza a sviluppare un significativo incremento in resistenza da parte del pannello il cui valore di resistenza limite è stato registrato pari a 394daN, con corrispondente spostamento lungo l'asse delle ascisse pari a 31mm. Un ulteriore tratto appena crescente è stato rilevato fino al picco massimo pari a 415daN con corrispondente valore lungo l'asse delle ascisse pari a 154mm, limite ultimo allo spostamento. Si evidenzia una notevole tendenza a sviluppare un campo di spostamenti con componenti orizzontali significative.



**Figura 7.10: Grafico Pannello n.1 Curva Forza-Spostamento**

PANNELLI N.1 E 2 CONFRONTO

Il pannello n. 1 mostra un comportamento analogo a quanto rilevato per il pannello n.2 (vedi Figura 7.11 ed Appendice A n.3); si rileva, dunque,



analogamente a quanto espresso per il pannello n.2, un importante contributo conferito dall'inserimento di elementi artificiali atti a conferire monoliticità trasversale al pannello; tuttavia risulta altrettanto evidente la maggiore capacità deformativa sviluppata dal pannello. Ad ogni modo è stato altresì garantito un irrigidimento complessivo del pannello murario che mostra una rigidezza iniziale del tutto variata rispetto al caso non rinforzato e maggiormente rispondente al caso rigido ed un incremento della resistenza di circa il 60% rispetto al pannello non rinforzato, come peraltro già evidenziato per il pannello n.2. Modalità esecutive ed idea progettuale sono stare esposte al Capitolo 5.

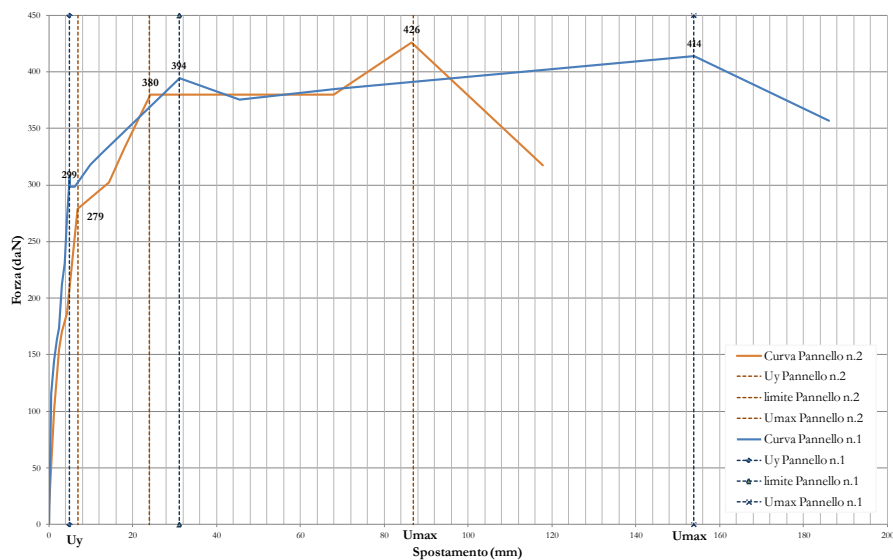


Figura 7.11: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 1 e 2

### 7.1.2 I Test Ciclici

Terminata la trattazione circa i test monotoni, ci si soffermi ad analizzare le prove di tipo ciclico che hanno interessato i pannelli n.3 e4 nell'ambito della campagna sperimentale effettuata nel reggino e il pannello n.5 afferente la tipologia muraria aquilana. Si proceda nell'esposizione dei risultati definendo dapprima la risposta del pannello n.5, a chiusura degli esiti rilevati nel corso della campagna sperimentale aquilana ed a seguire i restanti test.

7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA  
GREZZA: la legge Forza-Spostamento

PANNELLO N.5 – DIATONI E RINZEPPATURA SUPERFICIALE

Il pannello n.5, le cui modalità di prova sono state ampiamente esposte in apposita sezione al Capitolo 5, è stato testato secondo una storia di carico che prevedeva un numero massimo di cicli pari a 5 con step progressivi da 3cm ed una sesta ed ultima fase a ribaltamento (vedi Figure 7.12).

I ciclo	3 cm		II ciclo		6 cm		III ciclo		9 cm		IV ciclo		12 cm		V ciclo		15 cm		Ribaltamento	
deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	deformazione mm	Carico Kg	
0	Angolo	0	0	Angolo	-50	0	Angolo	-219	0	Angolo	-305	0	Angolo	-305	0	Angolo	0	Angolo	0	
5	0,2	175	10	0,4	47	18	0,7	52	20	0,8	58	25	1,0	-13	10	0,4	52	10	0,4	52
10	0,4	349	18	0,7	300	33	1,2	333	40	1,5	370	55	2,1	390	20	0,8	390	20	0,8	390
15	0,6	561	33	1,3	566	51	1,9	629	60	2,3	699	75	2,9	681	30	1,1	615	30	1,1	615
20	0,8	729	40	1,5	738	62	2,4	820	85	3,2	911	100	3,8	891	40	1,5	895	40	1,5	895
25	1,0	879	55	2,1	1059	77	3,0	1176	107	4,1	1227	125	4,8	1211	60	2,3	985	60	2,3	985
30	1,1	1101	60	2,3	1235	91	3,5	1422	124	4,8	1448	157	6,0	1469	70	2,7	1046	70	2,7	1046
25	1,0	944	50	1,9	1138	75	2,9	1277	104	4,0	1380	125	4,8	1390	80	3,1	1100	80	3,1	1100
20	0,8	793	39	1,5	955	60	2,3	1061	80	3,1	1179	100	3,8	1241	90	3,4	1110	90	3,4	1110
15	0,6	593	29	1,1	714	45	1,7	794	60	2,3	882	75	2,9	970	100	3,8	1146	100	3,8	1146
10	0,4	393	20	0,8	509	30	1,1	526	40	1,5	584	46	1,8	615	126	4,8	1174	126	4,8	1174
5	0,2	193	9	0,3	232	15	0,6	258	20	0,8	287	25	1,0	339	144	5,5	1196	144	5,5	1196
0	0,0	38	0	0,0	51	0	0,0	51	0	0,0	56	0	0,0	100	160	6,1	1169	160	6,1	1169
-5	-0,2	-143	-12	-0,5	-172	-17	-0,6	-180	-20	-0,8	-187	-25	-1,0	-166	170	6,5	1164	170	6,5	1164
-10	-0,4	-300	-22	-0,8	-361	-31	-1,2	-378	-45	-1,7	-446	-50	-1,9	-455	180	6,9	1183	180	6,9	1183
-15	-0,6	-471	-33	-1,2	-568	-49	-1,9	-593	-60	-2,3	-644	-75	-2,9	-749	190	7,3	1178	190	7,3	1178
-20	-0,8	-636	-42	-1,6	-766	-64	-2,5	-800	-84	-3,2	-946	-100	-3,8	-995	200	7,7	1174	200	7,7	1174
-25	-1,0	-821	-53	-2,0	-990	-79	-3,0	-1034	-100	-3,8	-1190	-128	-4,9	-1253	207	7,9	1137	207	7,9	1137
-30	-1,1	-1014	-60	-2,3	-1241	-92	-3,5	-1276	-120	-4,6	-1380	-161	-6,1	-1453	212	8,1	1151	212	8,1	1151
-25	-1,0	-964	-50	-1,9	-1162	-75	-2,9	-1213	-100	-3,8	-1301	-125	-4,8	-1369	216	8,3	1146	216	8,3	1146
-20	-0,8	-729	-39	-1,5	-922	-60	-2,3	-982	-80	-3,1	-1200	-100	-3,8	-1263	218	8,4	1137	218	8,4	1137
-15	-0,6	-507	-30	-1,1	-742	-45	-1,7	-749	-60	-2,3	-989	-75	-2,9	-1041	220	8,4	1092	220	8,4	1092
-10	-0,4	-350	-20	-0,8	-529	-30	-1,1	-547	-40	-1,5	-732	-50	-1,9	-771						
-5	-0,2	-236	-10	-0,5	-366	-15	-0,6	-382	-20	-0,8	-452	-25	-1,0	-512						
0	0	-50	0	0	-219	0	0	-306	0	0	-342	-2	-0,0	-360						

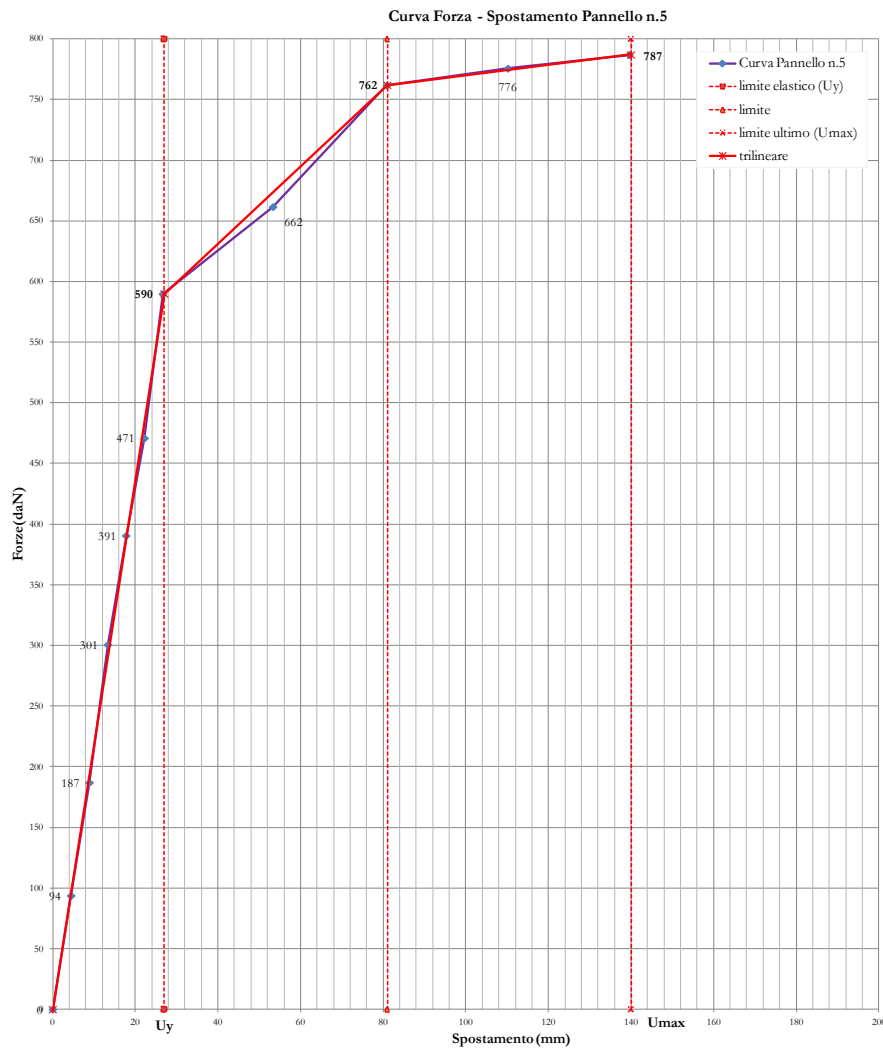
Figura 7.12: Dati rilevati sperimentalmente, cicli, pannello n.5

Tabella 7.1 Storia di Carico

Numero di cicli	Forza max (daN)		Spostamenti (mm)	
	Fase Positiva	Fase Negativa	Fase Positiva	Fase Negativa
Tot n: 5				
I	1.101	1.014	30	-30
II	1.235	1.241	60	-60
III	1.422	1.276	91	-92
IV	1.448	1.380	124	-120
V	1.469	1.453	157	-161
R	1.183		180	

I dati sperimentali evidenziano una risposta in termini di curva forza-spostamento fortemente non lineare; descritta essenzialmente da un inviluppo dei cicli con andamento sempre crescente, fino al picco

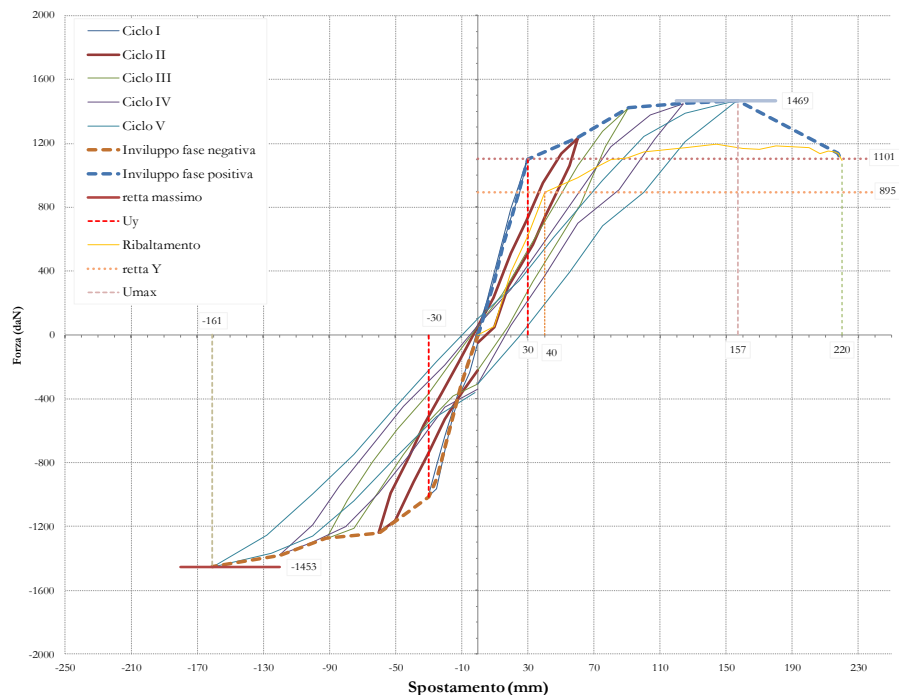
massimo, schematizzabile secondo un modello di tipo trilineare (vedi Figura 7.13)



**Figura 7.13: Curva inviluppo, pannello n.5, fase positiva**

È possibile quindi distinguere un breve tratto iniziale ad andamento lineare, dal quale ci si discosta al crescere dello spostamento nonché della resistenza registrata. Tale deviazione dal comportamento lineare è dovuta principalmente alla parzializzazione delle sezioni, in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione della malta ed al superamento della

pseudo resistenza a trazione sviluppata per attrito fra gli elementi lapidei, nonché ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche dovute alle sollecitazioni e compressioni nelle porzioni reagenti fino al superamento dell'ingranamento per forma degli elementi e la disarticolazione definitiva del pannello con abbattimento della resistenza a zero. Il cinematisma mostra un inviluppo con andamento quasi asintotico e cicli d'isteresi con bassa dissipazione (vedi Figura 7.14 ed Appendice A n.6-9).



**Figura 7.14: Grafico Pannello n.5 Curva Forza-Spostamento**

#### PANNELLI N.2,5 E 6 CONFRONTO

La risposta del pannello n. 5 se confrontata con quanto evidenziato per il pannello n.6, non rinforzato, ed il pannello n.2 migliorato con la sola apposizione di diatoni, se pur anche artificiali, mostra un comportamento analogo a quanto rilevato per il pannello n.2 (vedi Figura 7.15 ed Appendice A n.14); tuttavia, dal confronto con il medesimo esente da ogni intervento di consolidamento emerge come il pannello n.5 pur mostrando un incremento di resistenza pari all' 80% rispetto al pannello

n.6 e del 20% rispetto al pannello n.2 la rigidezza iniziale è del tutto analoga alla medesima registrata per il pannello n.6.

Si rileva, dunque, un importante contributo aggiuntivo conferito dall'inserimento di elementi a zeppa atti a ripristinare la continuità di contatto fra gli elementi di pezzatura maggiore, chiamandoli in causa, proprio nel caso del cinematismo in analisi. Modalità esecutive ed idea progettuale sono stare esposte al Capitolo 5.

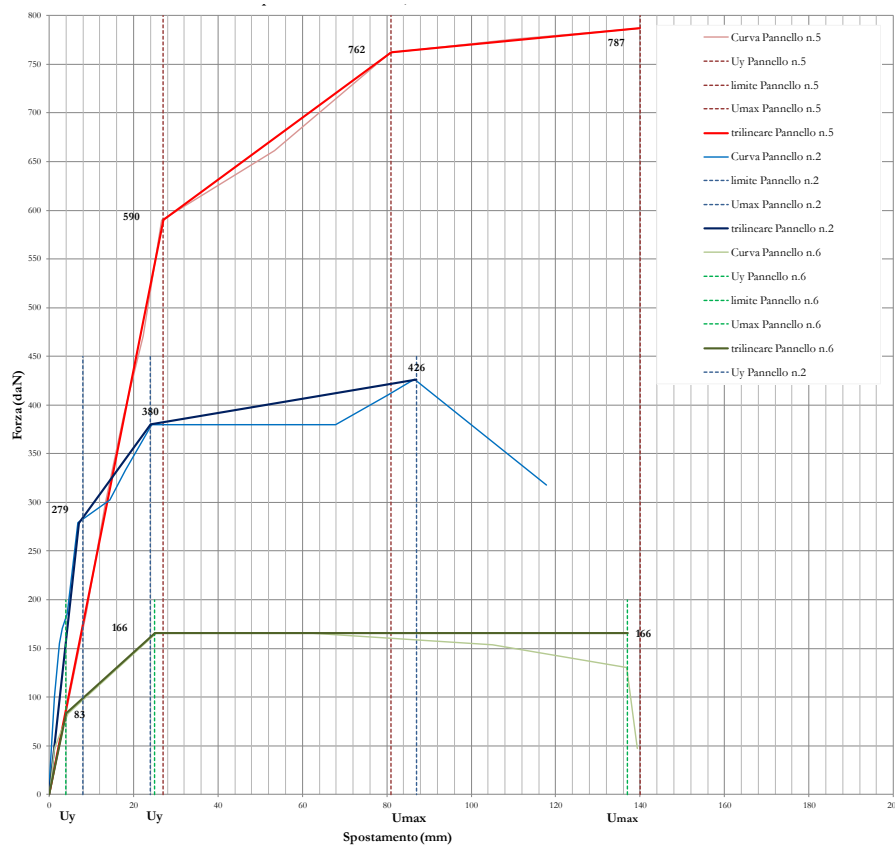


Figura 7.15: Curve Forza-Spostamento a confronto, Pannelli 2,5 e 6

#### PANNELLO N.3 – DIATONI E RINZAFFO CEMENTIZIO

Il pannello n.3, le cui modalità di prova e relativa storia di carico sono state ampiamente esposte in apposita sezione al Capitolo 6, mostra una risposta in termini di curva forza-spostamento perfettamente rispondente al modello teorico di blocco rigido, ovvero con

## 7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA GREZZA: la legge Forza-Spostamento

comportamento fragile, o piuttosto la capacità di postulare nel momento in cui si raggiunga una qualunque condizione di rottura si abbia il collasso del pannello, nonché l'abbattimento della resistenza a zero nell'immediata fase post-picco (vedi Figura 7.16-17 ed Appendice A n.20-21).

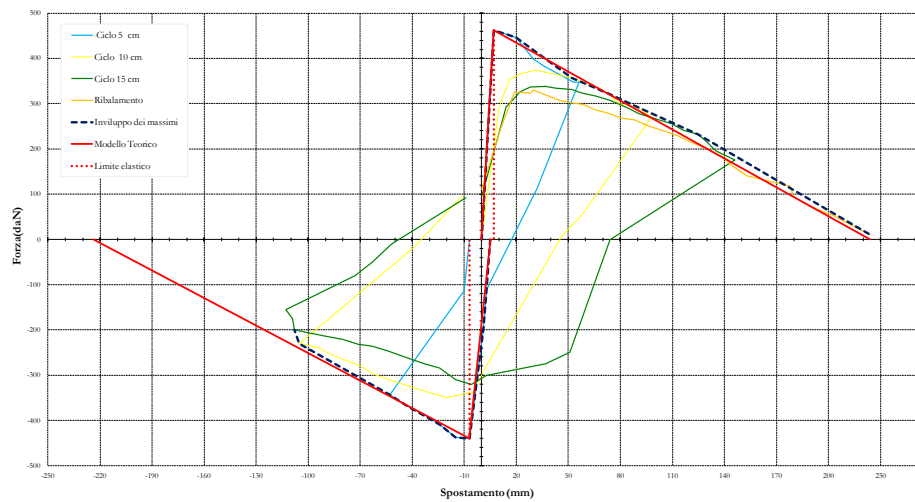


Figura 7.16: Grafico Pannello n.3 Curva Forza-Spostamento, involucro (Reggio Calabria)

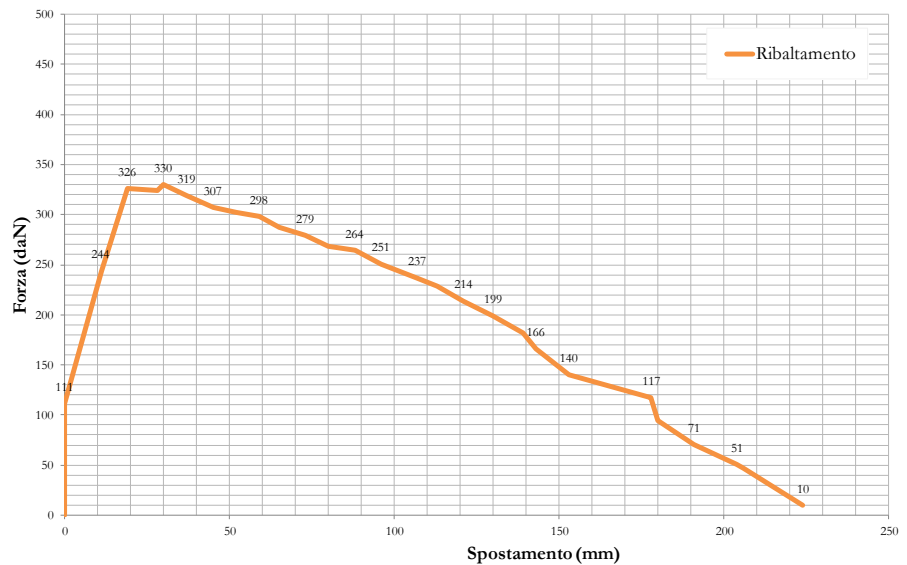
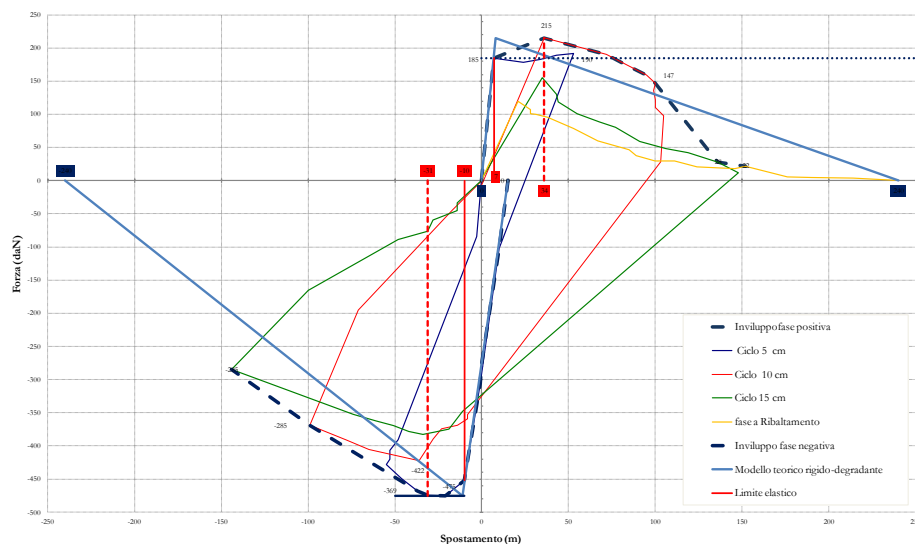


Figura 7.17: Grafico Pannello n.3, Curva fase a ribaltamento (Reggio Calabria)

PANNELLO N.4 –RINZEPPATURA PROFONDA

Il pannello n.4, le cui modalità di prova e relativa storia di carico sono state ampiamente esposte in apposita sezione al Capitolo 6, mostra una risposta in termini di curva forza-spostamento fortemente non lineare ed asimmetrica; si ricordi che la pannellatura in analisi presenta condizioni di vincolo a livello micro strutturale fra i singoli elementi costituenti molto differenti (vedi Figura 7.18 ed Appendice A n.22). Infatti, tutti gli elementi componenti il paramento sollecitato durante le fasi negative, per via del ripristino della continuità di contatto a mezzo di scapolì e scaglie, risultano isostaticamente vincolati e pluriconnessi; invece, il paramento sollecitato durante la fase positiva risulta suscettibile di forti plasticizzazione locali, nonché con una condizione di vincolo cedevole fra i blocchi in pietra variamente organizzati.



**Figura 7.18: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento, inviluppo (Reggio Calabria)**

In termini di legge forza spostamento, si evidenzia una risposta del tipo trilineare con sviluppo di un campo di spostamenti orizzontali significativo ed incrementi modesti di resistenza al discostarsi dal tratto lineare, per l'inviluppo relativo alle fasi positive (vedi Figura 7.19); mentre, un andamento del tipo rigido-degradante è stato osservato per l'inviluppo delle fasi positive con abbattimento della resistenza a zero nella fase post-picco.

7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA  
GREZZA: la legge Forza-Spostamento

Si rileva inoltre, un incremento di circa 2,5 volte del valore massimo di resistenza registrato nelle fasi positive per ciò concerne le fasi negative.

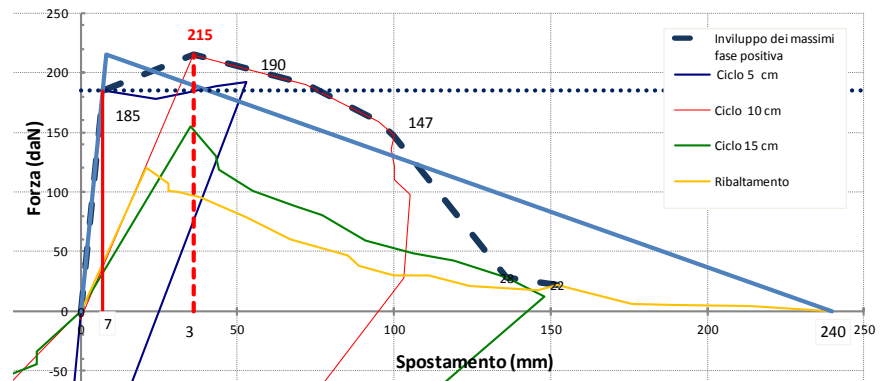


Figura 7.19: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento, involucro, dettaglio fase positiva (Reggio Calabria).

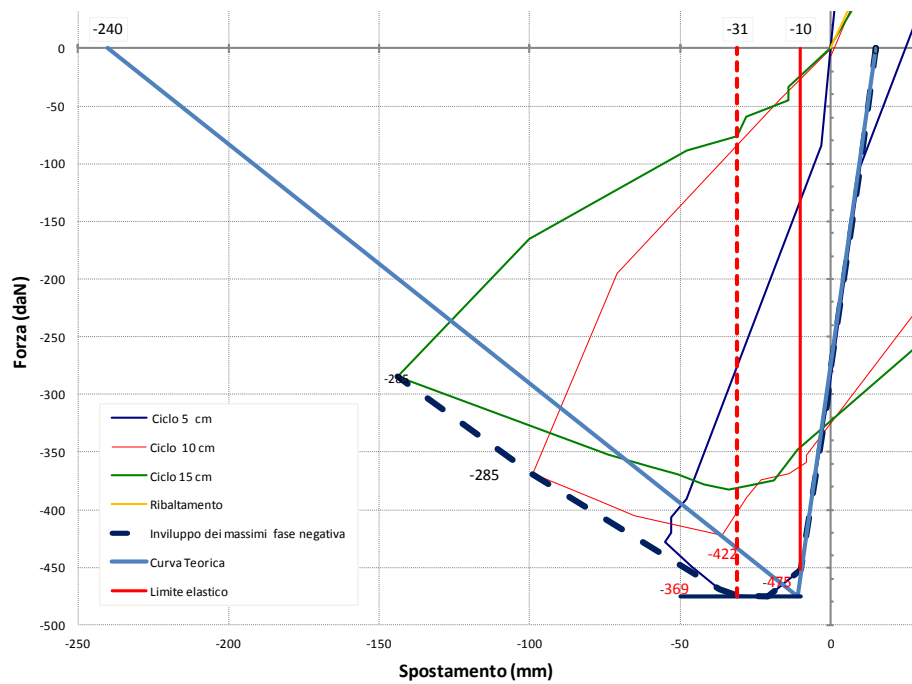


Figura 7.20: Grafico Pannello n.4 Curva Forza-Spostamento, involucro, dettaglio fase negativa (Reggio Calabria).



## 7.2 IL BLOCCO RIGIDO COME RIFERIMENTO CEDEVOLLE: UN MODELLO PER LA MURATURA IN PIETRA GREZZA

Illustrate, quindi, le evidenze sperimentali, si procede nell'enunciazione delle osservazioni di base, già accennate in premessa al Capitolo in oggetto, attraverso le quali si vuole dare risposta compiuta all'enorme divario che intercorre fra i modelli disponibili in letterature e lo specifico caso in analisi. Inoltre, si procederà con la formulazione di un modello meccanico corrispondente il più possibile alle opportunità concrete di risposta reale mostrate sperimentalmente dalla muratura in oggetto.

I concetti che si vuole precisare per primi sono i seguenti:

- ✓ la pseudoelasticità iniziale;
- ✓ la sovrarresistenza, oltre il limite elastico;
- ✓ la pseudoduttilità post-picco.

Tutti e tre gli assunti sono strettamente correlati alla composizione dell'apparecchio murario ed alla qualità e morfologia degli elementi in opera; infatti, in relazione al discostarsi di questa tipologia muraria dal modello ideale, questa mostrerà una lavorazione sempre minore del pietrame in opera che andrà a configurarsi come deficienza tecnico-costruttiva principale. Tuttavia, questa cedevolezza del vicolo, per difetto di forma fra i singoli elementi costituenti, potrà dare luogo a piccoli scorrimenti all'interfaccia fra gli elementi, con conseguente sviluppo di attrito, e decoesioni delle malte degradate posate in opera eccedenti in quantità, atte a riempire i vuoti fra il pietrame di pezzatura maggiore, con possibili plasticizzazioni locali delle stesse, in quanto incapaci di costituire vincolo efficace alla compressione verticale.

Pertanto, risulta lapalissiano come dei maschi si fatti possano sviluppare un campo di spostamenti orizzontali post-picco, evidenziando una pseudoduttilità principalmente dovuta alle molteplici irregolarità all'interfaccia fra gli elementi costituenti, che risultano capaci di creare, durante lo spostamento, nuove configurazioni di equilibrio, instabile, fino allo spostamento ultimo, nonché alla disarticolazione del pannello ed una graduale parzializzazione delle parti reagenti sino al collasso.

Analogamente, questa capacità d'ingranamento continuo cedevole fra gli elementi, che si trattengono concatenati fra di essi per forma, riferito alla rigidità iniziale, differirà dal caso rigido denotando un tratto inclinato

dovuto quindi all'imperfetto monolitismo delle parti; mentre, riferito alla risposta successiva al superamento del limite elastico, il medesimo concetto potrà essere letto come una sorta di "sovrarresistenza" dovuta alla possibilità di sviluppare una resistenza aggiuntiva per via dell'incasso scambievole fra le parti. Pertanto, proprio per effetto del susseguirsi di nuove configurazioni d'equilibrio si avrà il raggiungimento di livelli sempre maggiori di resistenza con perdita graduale della rigidità iniziale (vedi Figura 7.21).

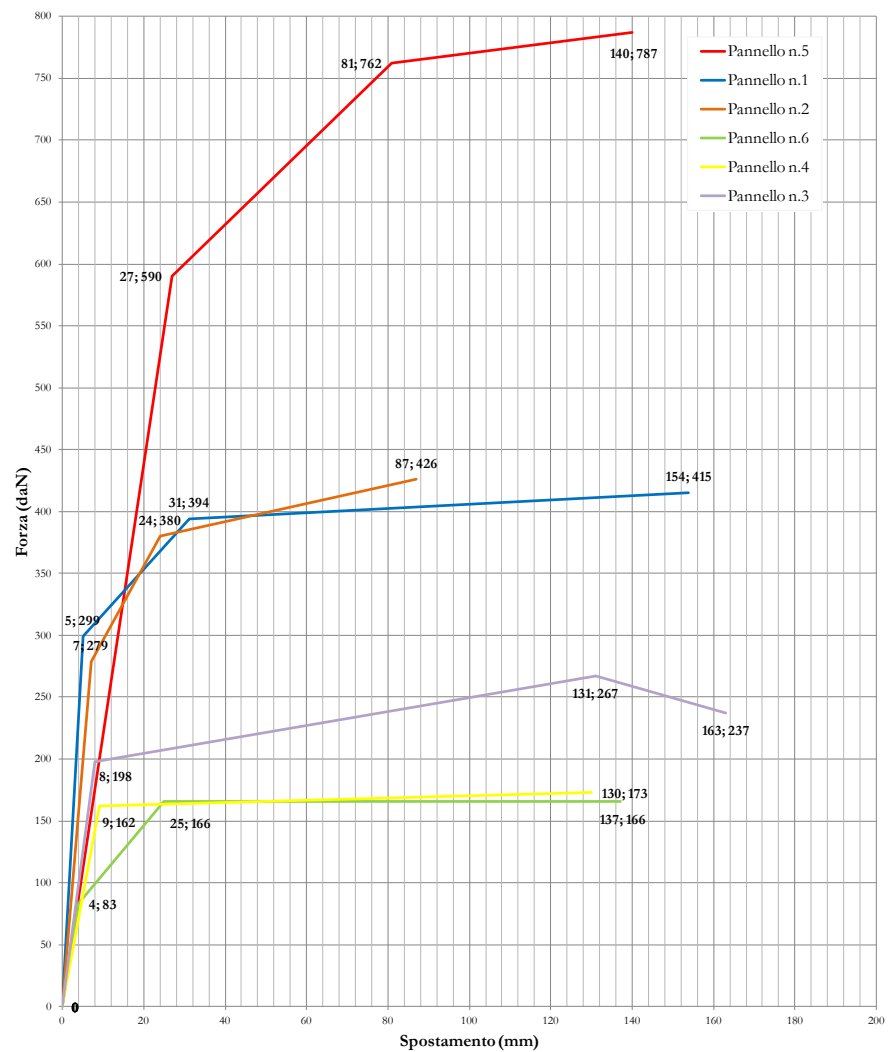


Figura 7.21: Curve Forza-Spostamento a confronto

Prima di procedere con l'enunciazione del modello meccanico ricercato, è appena il caso di porre l'accento sull'evidentissima diversificazione della risposta in termini di resistenza osservata relazionata per lo più alle differenti tecniche di consolidamento applicate.

È evidente come, fatta eccezione per i pannelli n.1 e 2 in cui si è assistito ad un significativo incremento della rigidezza iniziale, tutti gli altri pannelli abbiano mostrato una rigidezza del tutto analoga all'elemento non rinforzato, evidenziando però un incremento considerevole dei valori di resistenza, sempre crescenti fino allo spostamento ultimo. Ciò vuol dire, senza alcun dubbio, che gli interventi di rinforzo murario adoperati non abbiano, in larga scala, modificato la natura dell'elemento che risulta dunque migliorato. Sotto il profilo prettamente meccanico ne risultano sensibilmente rafforzati, basti osservare il pannello n.5, l'incremento in resistenza registrato è all'incirca dell'80%. Si ricordi che i pannelli hanno dimensioni del tutto identiche, fatta eccezione per la larghezza, e per tanto tutti i valori sono stati proporzionati ad una porzione di 1m in modo da renderli perfettamente confrontabili.

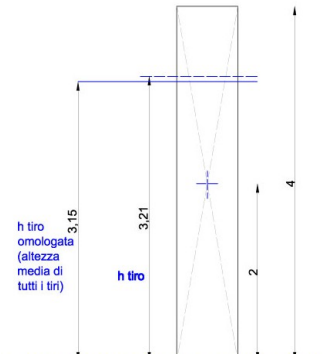
Ma allora a parità di tutte le condizioni geometriche e dopo aver identificato sperimentalmente il medesimo meccanismo di collasso, cioè ribaltamento fuori dal piano con cinematizzazione dell'elemento da blocco rigido; com'è stato possibile rilevare delle curve forza-spostamento così distanti dal modello bilineare con comportamento fragile e valori di resistenza così differenti fra loro ed ancor di più se paragonati al valore di resistenza ultimo sopportabile da un pannello murario perfettamente rigido nell'ipotesi che il materiale muratura sia infinitamente resistente a compressione e monolatero?!

Il primo aspetto è già stato ampiamente dibattuto, circa il secondo la risposta, come in tutte le domande retoriche è già contenuta nel suo testo, è impossibile assumere a pieno l'ipotesi che il materiale sul quale si sta indagando sia infinita resistenza a compressione; infatti, l'insufficienza di continuità di contatto fra gli elementi lapidei di pezzatura maggiore determina una inesattezza delle giaciture che diventano inadatte a costituire vincolo efficace alla compressione verticale. Pertanto, si è assistito all'*arretramento del punto di cernierizzazione* per compressione dello spigolo esterno e conseguente parzializzazione della sezione reagente. In altre parole le pannellature murarie non sono state in grado di sfruttare tutta la loro sezione geometrica, e quindi tutto il loro peso in opposizione all'azione ribaltante che le sollecitava fuori dal

7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA  
GREZZA: la legge Forza-Spostamento

piano; pertanto, con il progredire dello spostamento le sconnessioni interne hanno fatto sì che una parte del peso si sia adagiata sul lato posteriore e non abbia partecipato a costituire momento stabilizzante. Si esaminino di seguito gli schemi di raffronto atti a denotare l'efficienza o l'inefficienza meccanica di ogni pannello, (vedi Tabelle da 7.2 a 7.13 e Figura 7.22) posta a paragona con il valore teorico nell'ipotesi che tutta la sezione risulti reagente.

**Tabella 7.2 Pannello n.1 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono**

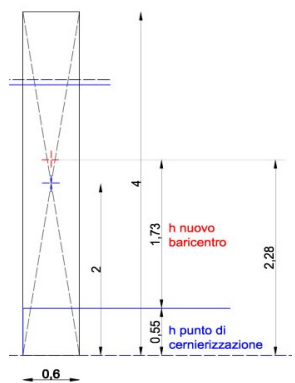


Pannello 1 modello sperimentale comportamento monolitico		Peso porzione (Kg)	Ms (daN*m)	F (daN)	F <sub>omolog</sub>
			Mr=Ms		
h (m)	4	5232	1570	785	498
b (m)	0,6				
peso	2180				
l (m)	1				
h <sub>omolog</sub> (m)	3,15				

**Tabella 7.3 Efficienza Pannello n.1**

Pannello 1		F <sub>max</sub> (daN)	F <sub>omol</sub> (daN)	per una porzione di un metro (daN/m)	Mr (daN*m)	efficienza rispetto ad un setto rigido (cemicerizzazione rispetto all'interpiano)	h <sub>omolog</sub> media rispetto le diverse quote di tiro	Baricentro
				F <sub>omol</sub>	Alla quota omologata			
h (cm)	400	541,8	552	263	526	0,53	315	200
b (cm)	60			F <sub>omolbar</sub>	Al baricentro			F <sub>omolbar</sub>
posizione tiro (cm)	321							870
l (m)	2,1			414	828			

**Tabella 7.4 Pannello n.2 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono**

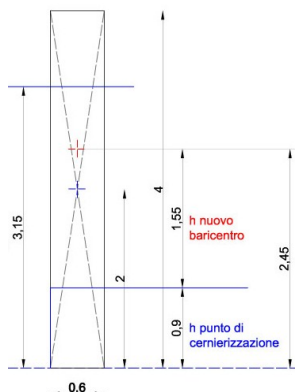


Pannello 2 modello sperimentale comportamento monolitico		Peso porzione (Kg)	Ms (daN*m)	F (daN)	F <sub>omolog</sub>
			Mr=Ms		
h (m)	4	5232	1570	785	498
b (m)	0,6				
peso	2180				
l (m)	1				
h <sub>omolog</sub> (m)	3,15				

**Tabella 7.5 Efficienza Pannello n.2**

Pannello 2		F <sub>max</sub> (daN)	F <sub>omol</sub> (daN)	per una porzione di un metro (daN/m)	Mr (daN*m)	efficienza rispetto ad un setto rigido (cernierizzazione rispetto all'interpiano)	h <sub>omolog</sub> media rispetto le diverse quote di tiro	Baricentro
				F <sub>omol</sub>	Alla quota omologata			
h (cm)	400	690	703	270	852	0,54	315	
b (cm)	60			F <sub>omolbar</sub>	Al baricentro			F <sub>omolbar</sub>
posizione tiro (cm)	321							
l (m)	2,6			426	852			1107

**Tabella 7.6 Pannello n.3 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono**



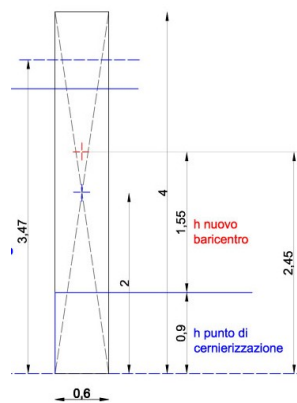
Pannello3 modello sperimentale comportamento monolitico		Peso porzione (Kg)	Ms (daN*m)	F (daN)	F <sub>omolog</sub>
			Mr=Ms		
h (m)	4	5232	1570	785	498
b (m)	0,6				
peso	2180				
l (m)	1				
h <sub>omolog</sub> (m)	3,15				

7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA  
GREZZA: la legge Forza-Spostamento

**Tabella 7.7 Efficienza Pannello n.3**

Pannello 3		$F_{max}$ (daN)	$F_{omol}$ (daN)	per una porzione di un metro (daN/m)	$M_r$ (daN*m)	efficienza rispetto ad un setto rigido (cemicerizzazione rispetto all'interpiano)	$h_{omolog}$ media rispetto le diverse quote di tiro	Baricentro
				$F_{omol}$	Alla quota omologata			
h (cm)	400	339	339	161	509	0,32	315	
b (cm)	60			$F_{omolbar}$	Al baricentro			$F_{omolbar}$
posizione tiro (cm)	315							
l (m)	2,1			254	509			534

**Tabella 7.8 Pannello n.4 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono**

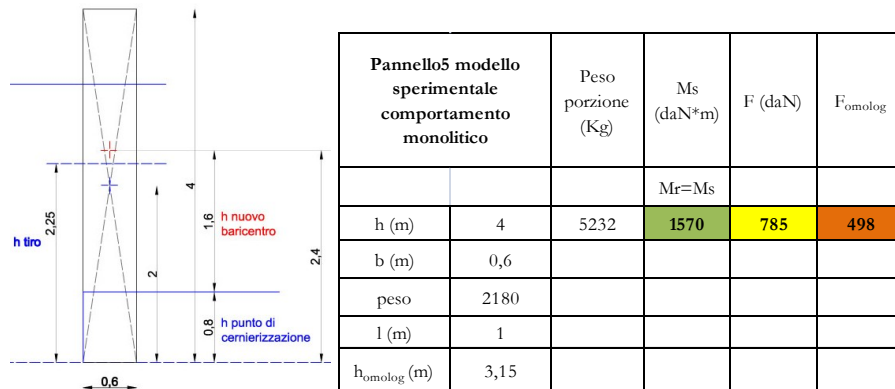


Pannello4 modello sperimentale comportamento monolitico		Peso porzione (Kg)	$M_s$ (daN*m)	$F$ (daN)	$F_{omolog}$
			$M_r = M_s$		
h (m)	4	5472	1642	821	521
b (m)	0,6				
peso	2280				
l (m)	1				
$h_{omolog}$ (m)	3,15				

**Tabella 7.9 Efficienza Pannello n.4**

Pannello 4		$F_{max}$ (daN)	$F_{omol}$ (daN)	per una porzione di un metro (daN/m)	$M_r$ (daN*m)	efficienza rispetto ad un setto rigido (cemicerizzazione rispetto all'interpiano)	$h_{omolog}$ media rispetto le diverse quote di tiro	Baricentro
				$F_{omol}$	Alla quota omologata			
h (cm)	400	199,58	220	105	330	0,20	315	
b (cm)	60			$F_{omolbar}$	Al baricentro			$F_{omolbar}$
posizione tiro (cm)	347							
l (m)	2,1			165	330			346

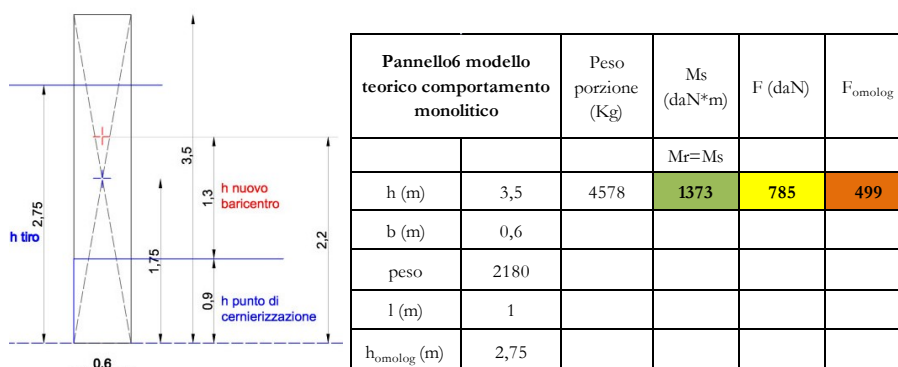
**Tabella 7.10 Pannello n.5 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test ciclico**



**Tabella 7.11 Efficienza Pannello n.5**

Pannello 5	F <sub>max</sub> (daN)	F <sub>omol</sub> (daN)	per una porzione di un metro (daN/m)	Mr (daN*m)	efficienza rispetto ad un setto rigido (cernierizzazione rispetto all'interpiano)	h <sub>omolog</sub> media rispetto le diverse quote di tiro	Baricentro
			F <sub>omol</sub>	Alla quota omologata			
h (cm)	400	1469	1049	500	1574	1,00	315
b (cm)	60			F <sub>omolbar</sub>	Al baricentro		F <sub>omolbar</sub>
posizione tiro (cm)	225						
l (m)	2,1			787	1574		1653

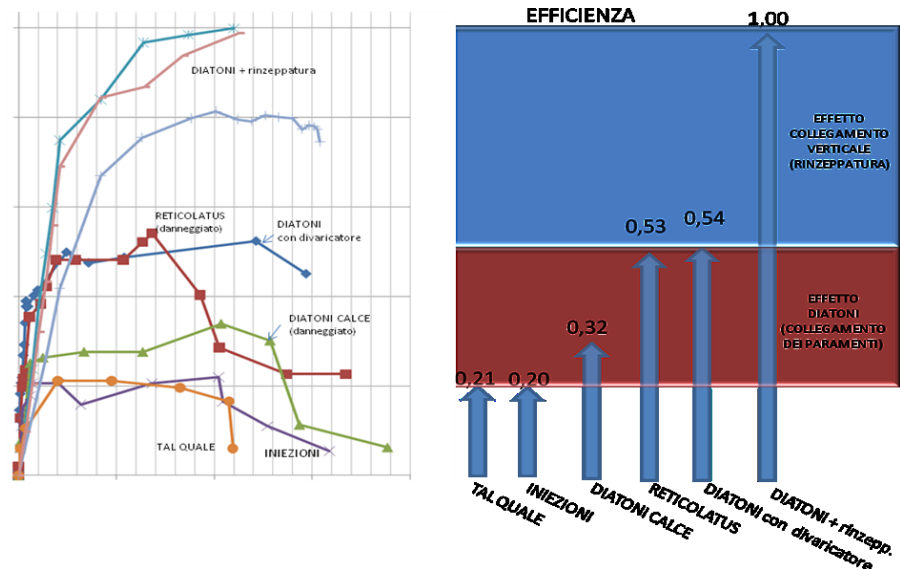
**Tabella 7.12 Pannello n.6 - Analisi limite, meccanismo di collasso nel caso di comportamento da blocco rigido e relativo schema di tiro, test monotono**



7. UN MODELLO INTERPRETATIVO PER LA MURATURA IN PIETRA  
GREZZA: la legge Forza-Spostamento

**Tabella 7.13 Efficienza Pannello n.6**

Pannello 6	$F_{max}$ (daN)	$F_{omol}$ (daN)	per una porzione di un metro (daN/m)	$M_r$ (daN*m)	efficienza rispetto ad un setto rigido (cemicirconvazione rispetto all'interpiano)	$h_{omolog}$ media rispetto le diverse quote di tiro	Baricentro
			$F_{omol}$	Alla quota omologata			
h (cm)	350	176	176	105	290	0,21	275
b (cm)	60			$F_{omolbar}$			$F_{omolbar}$
posizione tiro (cm)	275						
l (m)	1,67			166	290		277



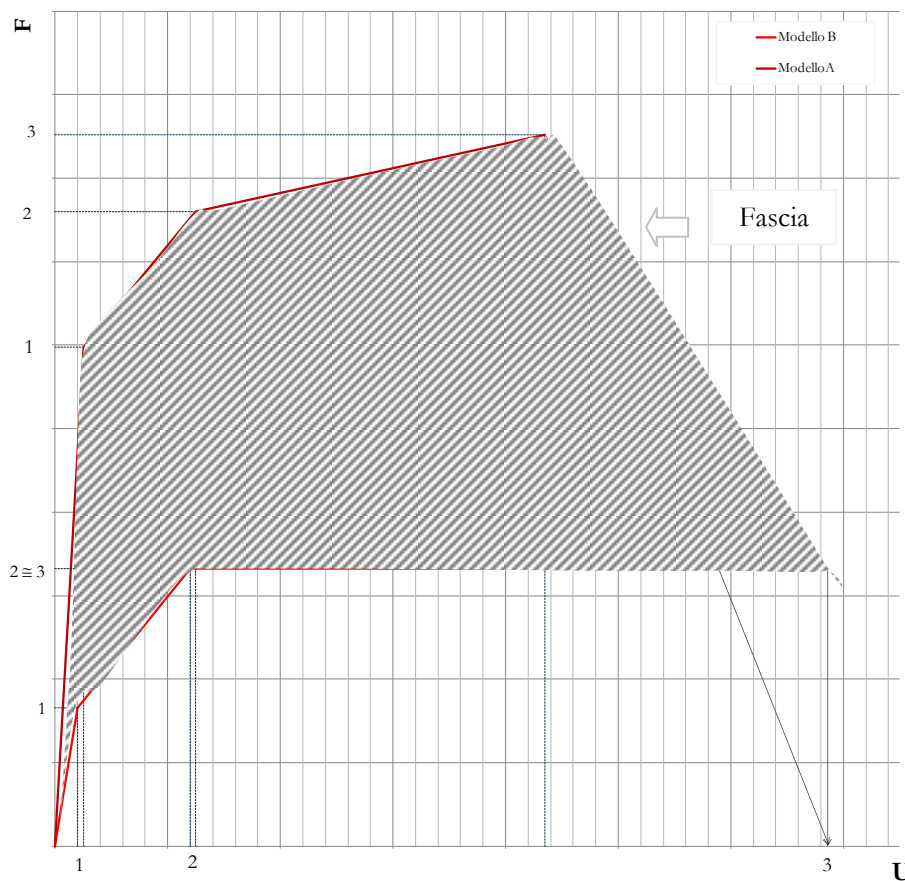
**Figura 7.22: Efficienza meccanica pannelli murari, a confronto.**

In conseguenza delle osservazioni sopra esposte si enuncia il modello meccanico rintracciato nei suoi caratteri principali.

Il modello proposto denota un andamento trilineare (vedi Figura 7.23), che mostra una pseudoelasticità di partenza, ed un successivo discostarsi dal comportamento lineare in conseguenza a piccoli scorrimenti interni, decoesioni, nonché ad un progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche nelle porzioni reagenti, fino al superamento dell'ingranamento per forma degli elementi costituenti, evidenziando così pseudo duttilità dovuta alla parzializzazione della sezione fino al



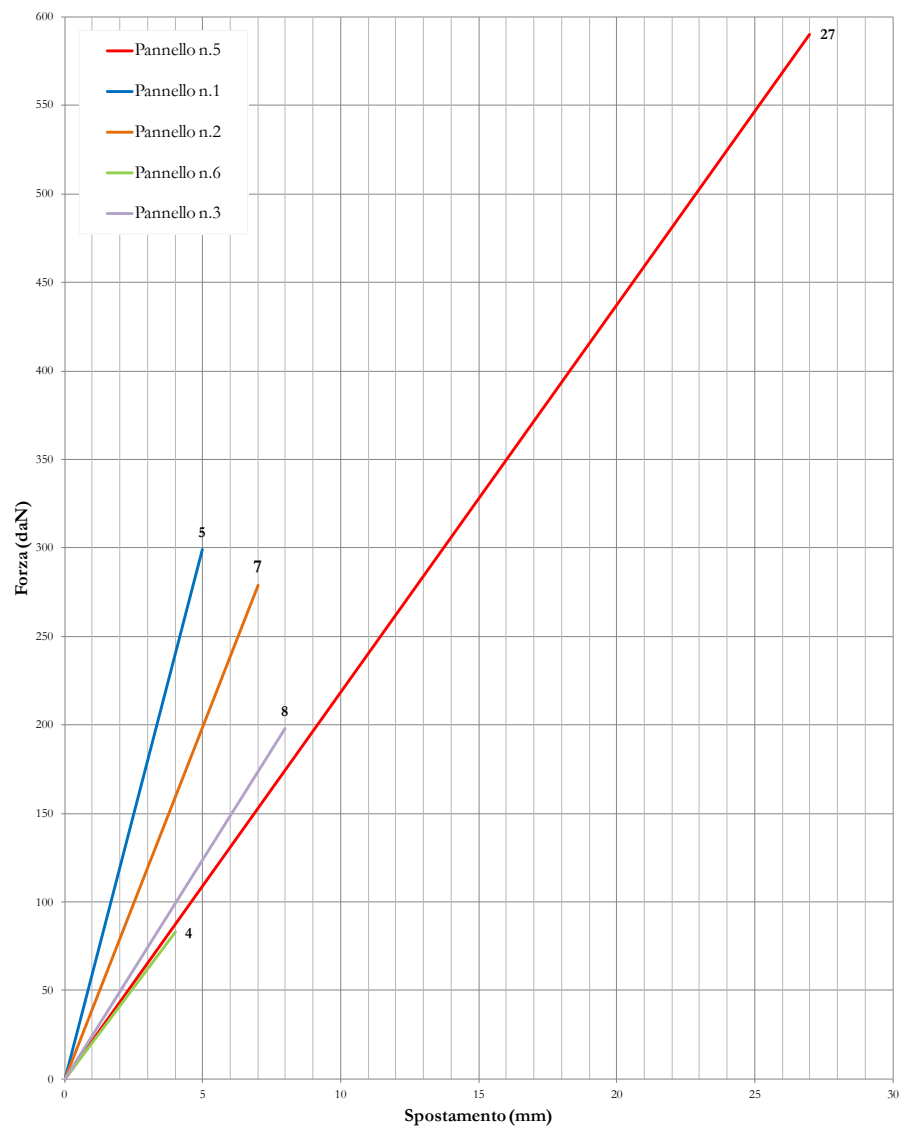
raggiungimento dello spostamento ultimo ed alla conseguente attivazione del meccanismo di collasso esaminato.



**Figura 7.23: Modello Meccanico Trilineare proposto, individuazione curve  $u$  minimo e massimo a definizione della fascia entro cui è possibile rintracciare la risposta sperimentalmente evidenziata per murature in pietra grezza.**

Nel dettaglio sono state analizzate e scomposte le varie curve ponendo a paragone, singolarmente, i 3 tratti individuati (vedi Figure 7.24-26) al fine di rintracciare i due comportamenti limite a caratterizzazione e definizione dell'ampia fascia entro la quale è possibile racchiudere la risposta sperimentale evidenziata. Muovendo da un modello di tipo trilineare il cui comportamento anelastico è evidenziato da un plateau finale, in relazione al miglioramento delle condizioni di vincolo fra gli elementi, la curva forza-spostamento può evolversi in tre tratti crescenti, il cui limite

ultimo è individuato del picco massimo ed un successivo abbattimento della resistenza a 0 (vedi Figura 7.23).



**Figura 7.24: Modello Meccanico, tratto elastico, confronto fra le diverse curve rintracciate sperimentalmente.**

Esaminando passo passo i vari step; in Figura 7.24 è possibile rilevare come la tecnica di rinforzo adottata per il pannello n.1 abbia conseguito,

al limite elastico il miglior risultato, conferendo rigidezza ed un adeguato incremento dei valori di resistenza; tuttavia, il pannello n.5 ha mostrato un incremento notevole dei valori di resistenza mantenendo una rigidezza pressoché invariata. Ad ogni modo, le rigidezze del pannello n.6 e 1 rappresenteranno, rispettivamente, il limite inferiore e superiore della fascia determinata in Figura 7.23.

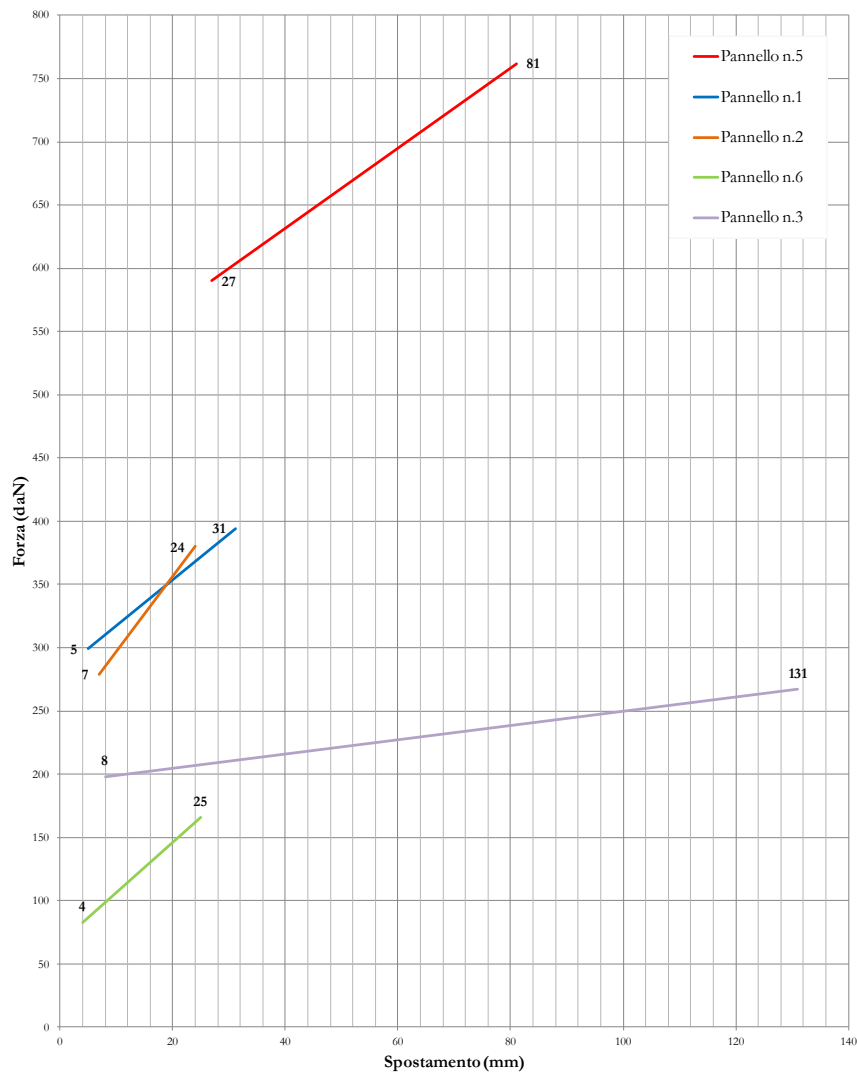
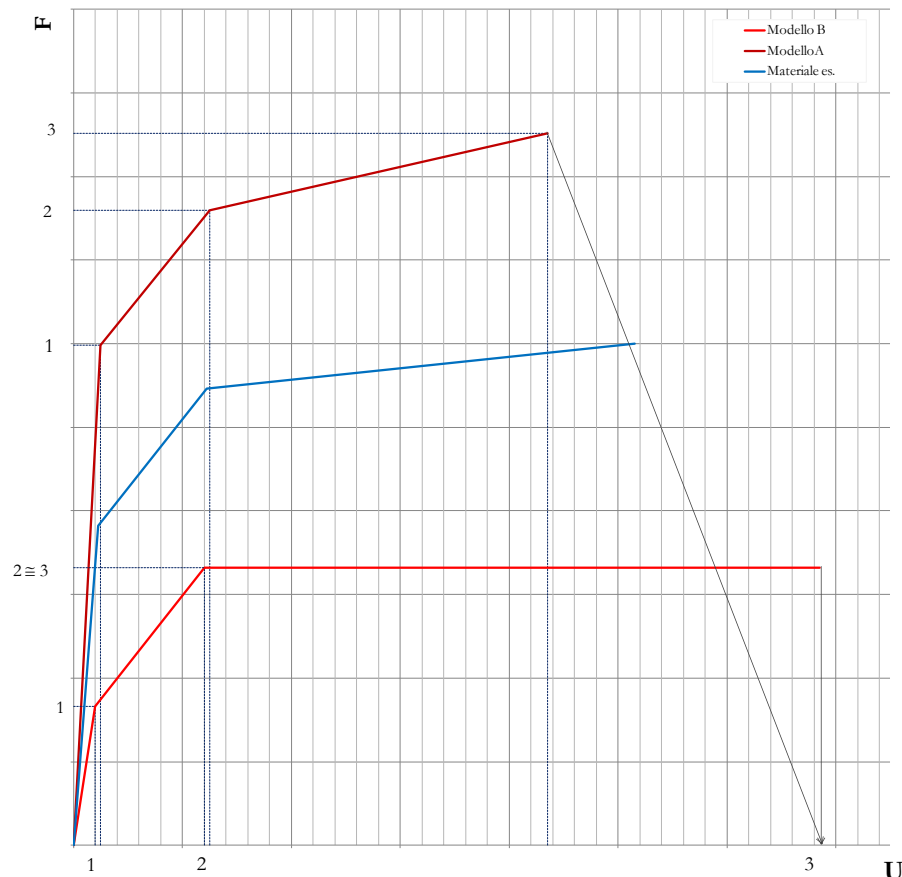


Figura 7.25: Modello Meccanico, tratto pre-picco, confronto fra le diverse curve rintracciate sperimentalmente.

Il successivo tratto crescente, già riconosciuto come una manifestazione della capacità di queste murature di ingranarsi in maniera continua per via dalla scabrosità delle facce degli elementi lapidei, mostra (vedi Figura 7.25) una diversificazione della risposta tuttavia, però, sempre crescente.



**Figura 7.26: Modello Meccanico, fascia individuata, in blu ai fini esemplificativi un materiale che mostra una risposta intermedia fra i due limiti estremi.**

In definitiva si vanno a definire due curve limite denominate A e B, per le quali sono stati rintracciati valori di spostamento analoghi al limite elastico e nel tratto che si discosta dal comportamento lineare, che mostra uno spostamento massimo fino a circa 6 volte maggiore di quanto registrabile al limite elastico. Invece, l'ultimo tratto, per via del rilevante campo di spostamenti orizzontali sviluppato, mostra, rispettivamente, uno spostamento ultimo pari a 22 volte il medesimo al

limite elastico per il modello A; e pari a 34 volte per il modello indicato con B. Altresì, per ciò concerne le resistenze sono stati individuati valori molto eterogenei, come già evidenziato più volte, pertanto, si spazia da valori molto bassi interpolati dalla curva A che evidenzia un valore di picco in corrispondenza dello spostamento ultimo pari a due volte lo stesso al limite elastico; fino ai valori intercettati dalla curva B che mostra, anch'essa, il picco massimo in corrispondenza al limite ultimo pari a 1,5 volte il valore rilevato al limite elastico (vedi Figura 7.26).

Si riportano, a definizione della Sezione Quarta in apposita APPENDICE A, grafici di dettaglio.

## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 7

- Anthoine, A., Magenes, G., Magonette E, G. (1995). "Shear-compression testing and analysis of brick masonry walls", *Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam*, pp. 1657-1662.
- Benvenuto E. (1981). *La Scienza delle Costruzioni e il suo sviluppo storico*. Firenze: Sansoni Editore.
- Biscontin, G., Driussi, G. (a cura di), 1994. Centri storici dell'Abruzzo aquilano. *Atti del X Convegno di Studi su Scienza e Beni Culturali, Bressanone*.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., (1997) "Un modello a macroelementi per l'analisi ciclica di pareti murarie", *Atti del 8° Congresso ANIDIS*, Taormina, Vol. 1, pp. 319-326.
- Brencich, A., Lagomarsino, S., (1998) "A macro-element dynamic model for masonry shear wals", in G.N. Pande & J. Middleton (eds.) *Computer methods in structural masonry -4, Proc. of the Int. Symp.*, E&FN Spon, London, pp.67-75.
- Borgnis G.A. (1842). *Elementi di Statica Architettonica*, Milano: Truffi Gaspare.
- Borri, A., Candela, M., Fonti, R. (2011). Sperimentazioni al vero nel centro storico de L'Aquila-Pannelli murari diversamente consolidati e sollecitati fuori piano: prime note. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011
- Borri A., Corradi, M., Giannantoni, A., Speranzini, E., (2010). Reinforcement of historic masonry with high strength steel cords, *Masonry International*, ISSN 0950-2289, 23/3:79-90.
- Borri, A., De Maria A., (2009). Indice di Qualità Muraria (IQM) e sue applicazioni nell'ambito delle NTC 2008, su *L'Edilizia*, Ed. De Lettera.
- Borri, A., Corradi, M., Giannantoni, A., Speranzini, E., (2009). La tecnica del Reticolatus. Rinforzo di murature storiche, su *Recupero e Conservazione*, Ed. De Lettera.
- Borri, A. (2003). *Interventi sull'edilizia storica, Cap. 8.3 del "Trattato sul consolidamento"*, Dir. Sc. Paolo Rocchi, Editore Mancosu, Roma.
- Calderoni, B., Lenza, P., Pagano, M., (1989) "Attuali prospettive per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", *Atti del 4° Congresso Nazionale ANIDIS*, Milano.
- Candela, M., Cattari, S., Lagomarsino, S., Rossi, M., Fonti, R., Pagliuca, E. (2011). Prove in situ per la valutazione della risposta nel piano di un pannello murario in un edificio a L'Aquila. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011.
- Cavalieri – San Bertolo N. (1839) *Istituzioni di architettura statica e idraulica*, Firenze: Batelli.
- Ceradini V., A Cura di, (2004) *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione degli insediamenti storici dell'Area Greca*. Gangemi: Roma.

- Ceradini, V. (1993). *Qualità meccaniche e meccanismi di danno*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 132 - 141., in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1993). *Indagini sperimentali su modelli di opera muraria*. Ed. Laterza, Bari, pagg. 267-276, in: Giuffrè A., Sicurezza e Conservazione dei centri storici - Il caso Ortigia, Laterza, Bari, 1993.
- Ceradini, V. (1992). *Modellazione e sperimentazione per lo studio della struttura muraria storica*. Tesi di dottorato in Storia delle Scienze e delle Tecniche del costruire, Roma 1992.
- Como, M., Grimaldi, A., (1985) "An unilateral model for the limit analysis of masonry walls", International Congress on "Unilateral Problems in Structural Analysis", Ravello, Springer Ed.
- Coulomb C.A (1773). *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes relatives à l'architecture*. Parigi.
- D'Ambrosio, D. 2012, *Vulnerabilità e danno sismico dei centri storici colpiti dal terremoto aquilano: il caso studio di San Pio delle Camere (AQ)* Tesi di laurea, Relatori: Prof. Ing. F. M Mazzolani, Dr. Ing. A. Formisano, Correlatore: R. Fonti, Dr. Arch. Gilda Florio.
- Fonti R., Formisano A, Mazzolani F.M (2011). L'edificato storico di Poggio Pienze(AQ):il caso studio di un aggregato su pendio. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011.
- Gambarotta, L., Lagomarsino, S., (1996). Sulla risposta dinamica di pareti in muratura, *Atti del Convegno Nazionale La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna.
- Giuffrè, A., Carocci, C. (a cura di), 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza.
- Giuffrè, A., (a cura di) 1999. *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici: Il Caso Ortigia*, Ed. Laterza, Roma.
- Giuffrè, A., Pagnoni, T., Tocci, C., (1994). In-plane seismic behaviour of historical masonry walls, *Proc. Of the 10th I.B2.Ma.C., Calgary*, pp. 263-272.
- Giuffrè A. (1991). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.
- Magenes, G., (2000). A Method for Pushover Analysis in Seismic assessment of Masonry Buildings, *Atti della 12th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM, Auckland, New Zealand.
- Magenes, G., Della Fontana, A., (1998). Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings, *Proc. of the British Masonry Society*, Vol. 8, October 1998, pp. 190-195.
- Magenes, G., Calvi, G.M., (1997). In-plane seismic response of brick masonry walls, *Earthq. Engin. and Struct. Dyn.*, Vol. 26, , pp. 1091-1112.
- Magenes, G., Calvi, G.M., (1996). Prospettive per la calibrazione di metodi semplificati per l'analisi sismica di pareti murarie, *Atti del Convegno Nazionale "La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto"*, Messina, 18-20 settembre 1996, Pitagora Ed. Bologna.

- Magenes, G., Kingsley, G., Calvi, G.M. (1995). Static testing of a full-scale, twostorey masonry building: test procedure and measured experimental response. In *“Experimental and numerical investigation on a brick masonry building prototype – Numerical prediction of the experiment”*. CNR-GNDT, Report 3.0.
- Ricamato, R. (2011), *Vulnerabilità degli aggregati storici: il caso di Poggio Pienze*, Tesi di laurea, Relatori: Prof. Ing. F. M. Mazzolani, Dr. Ing. A. Formisano, Correlatore: R. Fonti.  
<http://www.reluis.it/>





## 8 PROVE SPERIMENTALI IN SITU: evidenze <<pratiche>> ed osservazioni

A chiusura del percorso di ricerca intrapreso si vogliono illustrare gli aspetti puramente legati alla fenomenologia del problema analizzato, evidenziandone peculiarità ed osservazioni.

Le considerazioni da evidenziare sono molte, tuttavia, se ne propone una sintetica trattazione secondo il seguente ordine:

- ✓ il cinematismo di collasso nelle modalità proprie di ribaltamento fuori dal piano;
  - test monotoni;
  - test ciclici.
- ✓ giacitura della sezione di rottura;
- ✓ cigli fessurativi della superficie di frattura;
- ✓ la parzializzazione della sezione reagente.

### 8.1 I MECCANISMI DA BLOCCO RIGIDO: fenomenologia di un collasso

Apriamo questo Capitolo, allora, partendo proprio dal principale dei fenomeni osservati: il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano.

Si ricordi che i pannelli hanno evidenziato resistenze molto eterogenee, come più volte sottolineato; tuttavia, però è palese come il meccanismo osservato sia il medesimo per tutti i pannelli: *ribaltamento rigido fuori dal piano*; ai fini dimostrativi di quanto affermato, esaminiamo a campione alcuni dei pannelli testati.

#### Pannello n.2

Il pannello n.2 ha evidenziato un valore di resistenza massimo pari a 426daN, corrispondente ad una parzializzazione della sezione reagente

pari al 46%. Ciò sottintende, l'arretramento del punto di cernierizzazione e quindi una parzializzazione della sezione reagente pari a circa 17cm. Tuttavia, si assiste, come mostrato in Figura 8.1, ad un cinematismo da blocco perfettamente rigido; in posizione orizzontale il tester presenta ancora tutta la sua integrità strutturale.



**Figura 8.1: Pannello n.2 meccanismo di collasso.**

#### Pannello n.3

Il pannello n.3 ha evidenziato un valore di resistenza massimo pari a 254daN, corrispondente ad una parzializzazione della sezione reagente addirittura del 68%. Questo non è il valore più basso rilevato sperimentalmente, i pannelli mostrano capacità di resistenza differenti da quella necessaria per ribaltare un blocco rigido e ciò è dovuto essenzialmente alla qualità meccanica dell'opera muraria di base, che risulta mal organizzata con evidenti errori tecnico-costruttivi ed alla specifica tecnica di consolidamento adottata. Infatti, il pannello non rinforzato, come già osservato nel precedente Capitolo ha evidenziato un picco massimo pari a 166daN, mostrando anch'esso, dal punto di vista fenomenologico un meccanismo da blocco rigido.



**Figura 8.2: Pannello n.3 meccanismo di collasso.**

In realtà, a causa della specifica tecnica di rinforzo adoperata, inserimento di diatoni ad interasse molto ravvicinato privi della necessaria messa in carico degli elementi per il ripristino del corretto deflusso delle tensioni, questi, oltrepassato il limite oltre il quale si assiste all'attivazione del meccanismo indotto, si sono configurati come dei punti di debolezza minandone l'integrità strutturale. In Figura 8.2 è possibile distinguere chiaramente, un'inflessione della pannellatura, sotto il peso proprio, in posizione orizzontale; tuttavia l'integrità strutturale è ancora possibile.

#### Pannello n.4

Il pannello n.4 ha evidenziato un valore di resistenza massimo pari a 165daN, corrispondente ad una parzializzazione della sezione reagente dell' 80%. Ciò vale a dire un arretramento del punto di cernierizzazione di circa 33cm. La strategia di consolidamento adottata indubbiamente non ha offerto nessun contributo valido per migliorare il pannello che ha fornito risultati del tutto analoghi al medesimo non rinforzato. Tuttavia, anche questa volta, si assiste, come mostrato in Figura 8.3, ad un cinematismo da blocco perfettamente rigido; in posizione orizzontale il tester presenta ancora tutta la sua integrità strutturale.



**Figura 8.3: Pannello n.4 meccanismo di collasso.**

#### Pannello n.5

Il pannello n.5 ha evidenziato un valore di resistenza massimo pari a 787daN, corrispondente ad una parzializzazione della sezione reagente pressoché nulla. Ciò sottintende un'efficienza massima del pannello e quindi della strategia d'intervento adottata perfettamente rispondente alle necessità tecnico-costruttive del maschio murario; nonché la possibilità

da parte del pannello di sfruttare tutta la sezione geometrica di cui è dotato, e quindi tutto il suo peso in opposizione al meccanismo di collasso in analisi. Tuttavia, come mostrato in Figura 8.4, si assiste, in posizione perfettamente orizzontale, ad una polverizzazione di alcune porzioni murarie, per via dell'elevata forza necessaria a disarticolare il pannello e indurlo fuori dal suo piano.



**Figura 8.4: Pannello n.5 meccanismo di collasso.**



**Figura 8.5: Cinematismo di collasso, fuori dal piano, confronto.**

Ecco i cinematismi riuniti a confronto.

Definita la principale delle considerazioni a farsi, la seconda risulta consequenziale alla prima; in quanto, nel ricercare le motivazioni di tale eterogeneità nei risultati sono state vagliate più ipotesi prima di pervenire a quanto precedentemente asserito. Pertanto, l'osservazione che verrà di seguito esposta è inerente le modalità con cui i pannelli si sono disarticolati dal vincolo di base.

## 8.2 LA SEZIONE DI ROTTURA E L'IRREGOLARITÀ DELLE SUPERFICIE DI FRATTURA

In quasi tutte le pannellature testate è stato possibile rilevare una giacitura della sezione di rottura su cui si è impostata la cerniera cilindrica differente da quella di base (Figura 8.6). Questo dato oggettivo ed imprescindibile conferma l'impossibilità di considerare queste murature come dei solidi perfettamente monolitici dotati della massima solidità strutturale possibile. In quest'ottica, risulta corretto dunque prevedere, già di partenza, che questi elementi resistenti si cinematicizzino lungo la sezione di frattura più debole in corrispondenza di un difetto costruttivo palese.



Figura 8.6: Meccanismo di collasso per ribaltamento fuori dal piano, si noti la quota a cui il pannello si è cernie rizzato, differente da quella di base.



Inoltre, sono stati osservati altri due fenomeni differenti:

- ✓ l'irregolarità della superficie di frattura; (vedi Figura 8.7)
- ✓ la variazione della quota lungo cui si imposta la frattura. (il fenomeno è stato evidenziato per i test di tipo ciclico, vedi Figura 8.8)

Il primo fenomeno potrebbe essere imputabile alla natura dell'evento in se; cioè, le pannellature devono realizzare comunque un taglio, sia pur nella sezione più debole, ma pur sempre un taglio, e questo assunto basterebbe a giustificare la natura irregolare della sezione di rottura.



Figura 8.7: Test monotono; a) tiro pannello; b) meccanismo di collasso da blocco rigido; c) superficie di rottura irregolare.

Il secondo fenomeno appare meno scontato, a meno che non si ipotizzi una mutazione nella risposta del pannello raggiunti prefissati range di parzializzazione della sezione reagente. Cioè, si potrebbe ipotizzare che eventuali disconnessioni, scorrimenti relativi, decoesioni delle malte e plasticizzazioni locali possano indurre una variazione delle condizioni di vincolo fra gli elementi costituenti, durante i vari cicli, originando così una risposta differente che si concretizza nella impossibilità da parte del pannello di chiamare in collaborazione tutto l'elevato strutturale o comunque la porzione precedentemente coinvolta, che risulta drasticamente ridotta, quindi, per via di una ancora maggiore imperfetto monolitismo fra le parti (vedi Figura 8.8).



**Figura 8.8: Test ciclico; Differenti quote di cernierizzazione, una prima si imposta lungo la base inferiore del pannello, successivamente cambia il suo comportamento ed imposta la cerniera ad una quota x.**

Pertanto, a verifica degli ipotizzati livelli di degrado interno ai pannelli si è andato ad indagare all'interfaccia fra gli elementi nella sezione interna. Di seguito si riportano le principali osservazioni.



### 8.3 LA DISCONNESSIONI INTERNE: attrito, coesione ed ingranamento per forma

Andando ad analizzare le sezioni, operando preventivamente una scissione fra i test di tipo monotono e ciclici, è stato possibile evidenziare differenti fenomeni:

✓ Test monotoni

Parzializzazione della sezione reagente per compressione dello spigolo esterno e conseguente arretramento del punto di cernierizzazione e decoesione delle malte trascurabilmente resistenti a trazione (Figura 8.9).

✓ Test ciclici

Parzializzazione della sezione reagente per disconnessione interna dei paramenti e polverizzazione delle malte, con fenomeni di plasticizzazione locale delle stesse (Figura 8.10-11).

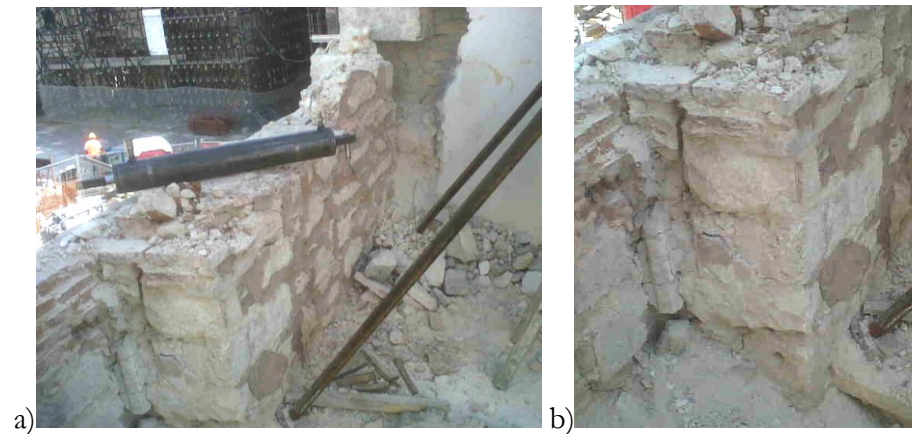
Circa i test monotoni, la compressione dello spigolo esterno è dovuta alla condizione di non infinita resistenza a compressione del materiale muratura per cedevolezza dei vincoli fra gli elementi e tutto quanto dettagliatamente espresso nel Capitolo precedente.



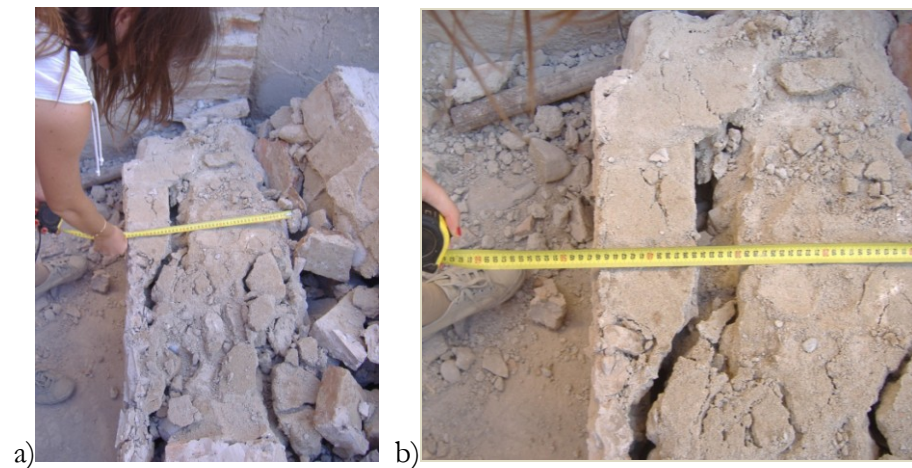
**Figura 8.9: Test monotoni; a) Pannello testato fuori dal piano; b) dettaglio sezione, si evidenzia la compressione dello spigolo esterno.**

Circa i test ciclici, l'azione degradante indotta dall'oscillazione intorno alla base, se pur in condizioni statiche, evidenzia chiaramente una disconnessione dalla sezione interna, indipendente dal lessico costruttivo della sezione trasversale in quanto elemento realizzazione o meno

secondo due paramenti o con pietrame variamente organizzato; e strettamente correlata alla presenza o meno di elementi di collegamento quali diatoni o pseudo diatoni.



**Figura 8.10:** Test ciclico; a) Pannello testato fuori piano; b) dettaglio disconnessione paramenti leggermente ingranati all'interfaccia fra le due cortine.



**Figura 8.11:** Test ciclico; a) Pannello testato fuori piano; b) dettaglio disconnessione.

## 8.4 UNA POSSIBILE INTERPRETAZIONE PER I MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO AQUILANI

Indicato, quindi, come il meccanismo da Blocco Rigido non sia strettamente indicativo di una completa fruizione della sezione reagente; si vuole costruire, in chiusura al percorso di ricerca esposto, una breve riflessione sui meccanismi di collasso evidenziati dal recente sisma aquilano. Questi risultano in buona parte non codificati e pertanto soggetti a differenti spiegazioni; tuttavia, se ne fornisce una possibile lettura ed interpretazione alla luce di quanto sperimentalmente osservato.

I meccanismi locali di collasso rilevati a L'Aquila città e nell'intero circondario areale (vedi Cap. 5 sezione 5.1.2. *Il lessico costruttivo: le murature Aquilane*) mostrano fenomeni di pressoflessione con entrata in carico di punta degli elementi coinvolti, che risultano schiacciati con espulsione di parte dei paramenti murari più esterni secondo ellissi concentriche. (Figura 8.12).



**Figura 8.12: Meccanismo locale di collasso fuori dal piano, pressoflessione degli elementi portanti. (Poggio Picenze, AQ)**

Ciò è dovuto essenzialmente al discostarsi dalla regola dell'arte muraria; infatti, è evidente (vedi Figura 8.13) come questi elevati strutturali siano composti da più paramenti accostati, tuttavia, leggermente ingranati per forma, ma privi di elementi di collegamento trasversale, quali diatoni e/o

pseudo diatoni, oltre all'assenza di continuità di contatto lungo le fasce. Inoltre, spesso è possibile rilevare un'assenza sistematica degli elementi di chiusura e definizione dei macroelementi, quali livellazioni ad intervalli regolari, diatoni ed ortostati di stipite. In conseguenza a tutto ciò, la discretizzazione per macroelementi decade ed intere facciate si configurano come unici macroelementi indeboliti dalle aperture prive dei necessari elementi costituenti (vedi Figure 8.12 – 13). Un macroelemento, così definito fra l'addentellato dei cantonali, peraltro male ammorsati, appare quindi come un elemento ben più snello rispetto ai singoli pannelli di maschio o di fascia generalmente schematizzati e scanditi dalle aperture, e pertanto soggetto ad instabilità anche soltanto sotto il peso proprio.



**Figura 8.13: Meccanismo locale di collasso fuori dal piano, pressoflessione degli elementi portanti. (Poggio Picenze, AQ)**

In fase sismica, degli elementi siffatti risulteranno soggetti a sconnessioni del leggero ingranamento trasversale di cui sono dotati, mostrandosi ancora più parzializzati nei confronti delle azioni combinate orizzontali e verticali originate da un ipotetico sisma. Infatti, i pannelli murari, così deficitarii sotto il profilo meccanico, risultano impossibilitati nel compimento di un movimento oscillatorio intorno alla propria base e le disconnessioni lungo la sezione trasversale, costituiranno, senz'altro utile

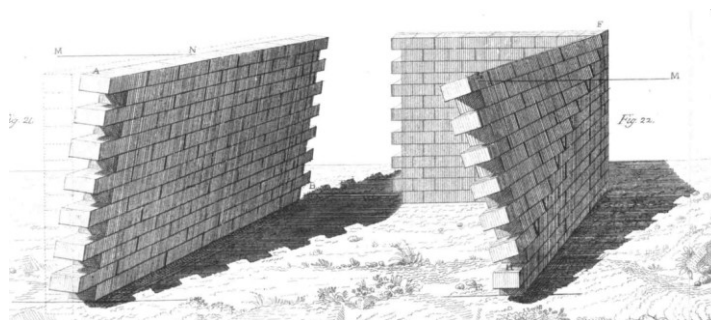


strumento di dissipazione dell'energia in entrata, con variazione delle frequenze proprie del pannello per variazione del parametro geometrico. Tuttavia, all'arresto dell'incipiente meccanismo di collasso seguirà un'impossibilità da parte del pannello di sostenere se stesso ed i carichi che eventualmente gli gravitano direttamente sopra, proprio per l'estrema parzializzazione della sezione reagente che sarà così soggetta a fenomeni di pressoflessione come quelli evidenziati in Figura 8.12 e 8.13.

Così si conclude l'Ottava ed ultima sezione di questa tesi di dottorato con l'auspicio che quanto esposto possa essere fonte di riflessione per sviluppi futuri.

*<<Si possono distinguere, nella costruzione degli edifici tre gradi di stabilità, uno massimo, uno medio ed uno minimo. Quindi dietro le osservazioni fatte sopra una grandissima quantità d'edifici di tutti i generi, risulta che un muro avrà una forte stabilità, se ha per spessore l'ottava parte della sua altezza; che la decima parte procurerà ad esso una stabilità media, e la duodecima il minore grado di stabilità ch'esso può avere. Nulladimeno, siccome nella composizione degli edifici i muri si combinano gli uni cogli altri, ne risulta che con minore spessore essi possono qualche volta avere una stabilità sufficiente. Per formarsi un'idea giusta della differenza d'un muro affatto isolato, con quello che si collega con uno o due altri, si può, con pezzi di pietra squadrate, o con mattoni, fabbricare dei piccioli muri [...] di cui la prima presenta un muro isolato, la seconda due muri che formano insieme un angolo, e la terza due muri che formano con un terzo due angoli retti. E' facile concepire nel primo caso, che il muro [...] spinto da una potenza orizzontale, non proverà resistenza che in ragione della larghezza della sua base [...]>>*

(Rondelet, Tomo IV, p 109)



## BIBLIOGRAFIA CAPITOLO 8

- Benvenuto E. (1981). *La Scienza delle Costruzioni e il suo sviluppo storico*. Firenze: Sansoni Editore.
- Candela, M., Cattari, S., Lagomarsino, S., Rossi, M., Fonti, R., Pagliuca, E. (2011). Prove in situ per la valutazione della risposta nel piano di un pannello murario in un edificio a L'Aquila. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011.
- Ceradini V., A Cura di, (2004) *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione degli insediamenti storici dell'Area Greca*. Gangemi: Roma.
- Coulomb C.A (1773). *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes relatifs à l'architecture*. Parigi.
- D'Ambrosio, D. 2012, *Vulnerabilità e danno sismico dei centri storici colpiti dal terremoto aquilano: il caso studio di San Pio delle Camere (AQ)* Tesi di laurea, Relatori: Prof. Ing. F. M Mazzolani, Dr. Ing. A. Formisano, Correlatore: R. Fonti, Dr. Arch. Gilda Florio.
- Fonti R., Formisano A, Mazzolani F.M (2011). L'edificato storico di Poggio Picenze(AQ):il caso studio di un aggregato su pendio. *Atti del XIV Convegno ANIDIS "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Bari, 19 - 22 Settembre 2011.
- Giuffrè, A., Carocci, C. (a cura di), 1999. *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*, Laterza.
- Giuffrè, A, (a cura di) 1999. *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici: Il Caso Ortigia*, Ed. Laterza, Roma.
- Giuffrè, A., Pagnoni, T., Tocchi, C., (1994). In-plane seismic behaviour of historical masonry walls, *Proc. Of the 10th I.B2.Ma.C., Calgary*, pp. 263-272.
- Giuffrè A. (1991). *Lecture sulla Meccanica delle Murature Storiche*. Roma: Edizioni Kappa.
- Ricamato, R. (2011), *Vulnerabilità degli aggregati storici: il caso di Poggio Picenze*, Tesi di laurea, Relatori: Prof. Ing. F. M Mazzolani, Dr. Ing. A. Formisano, Correlatore: R. Fonti.
- Rondelet G. (1832). *Prima Traduzione Italiana 6<sup>th</sup> ed. originale. Trattato Teorico e pratico dell'arte di edificare*. Mantova: a spese della società editrice [Fratelli Negretti] coi tipi di L. Caranenti, 1832-1835.
- <http://risorseelettroniche.biblio.polimi.it>
- <http://www.reluis.it/>



## APPENDICE A

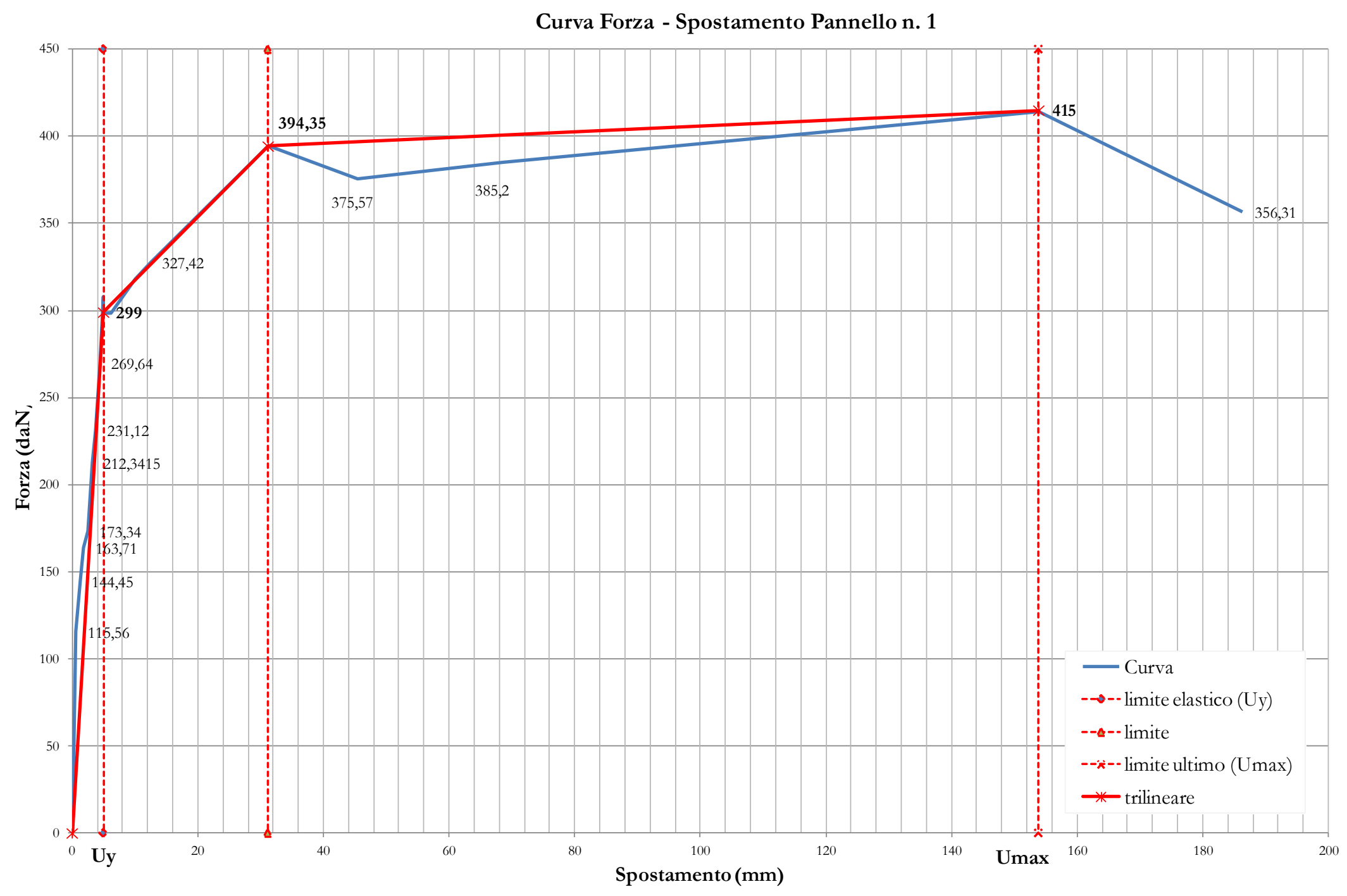
Elenco Grafici:

1. Curva Forza-Spostamento Pannello n.1;
2. Curva Forza-Spostamento Pannello n.2;
3. Curva Forza-Spostamento Pannelli 1 e 2 a confronto;
4. Curva Forza-Spostamento Pannello n.3;
5. Curva Forza-Spostamento Pannello n.4;
6. Test Ciclico Pannello n.5;
7. Test Ciclico Pannello n.5, dettaglio fase a ribaltamento;
8. Curva Forza-Spostamento Pannello n.5, inviluppo;
9. Dettaglio Pannello n.5, inviluppo
10. Curva Forza-Spostamento Pannello n.6;
11. Curva Forza-Spostamento Pannelli 2 e 6 a confronto;
12. Curva Forza-Spostamento Pannelli 3 e 6 a confronto;
13. Curva Forza-Spostamento Pannelli 4 e 6 a confronto;
14. Curva Forza-Spostamento Pannelli 2,5 e 6 a confronto;
15. Curva Forza-Spostamento Pannelli a confronto;
16. Curva Forza-Spostamento <<confronto al limite elastico>>;
17. Curva Forza-Spostamento <<confronto tratto crescente intermedio>>;
18. Curva Forza-Spostamento <<confronto al limite ultimo>>;
19. Modello meccanico Trilineare
20. Test Ciclico Pannello n.3;

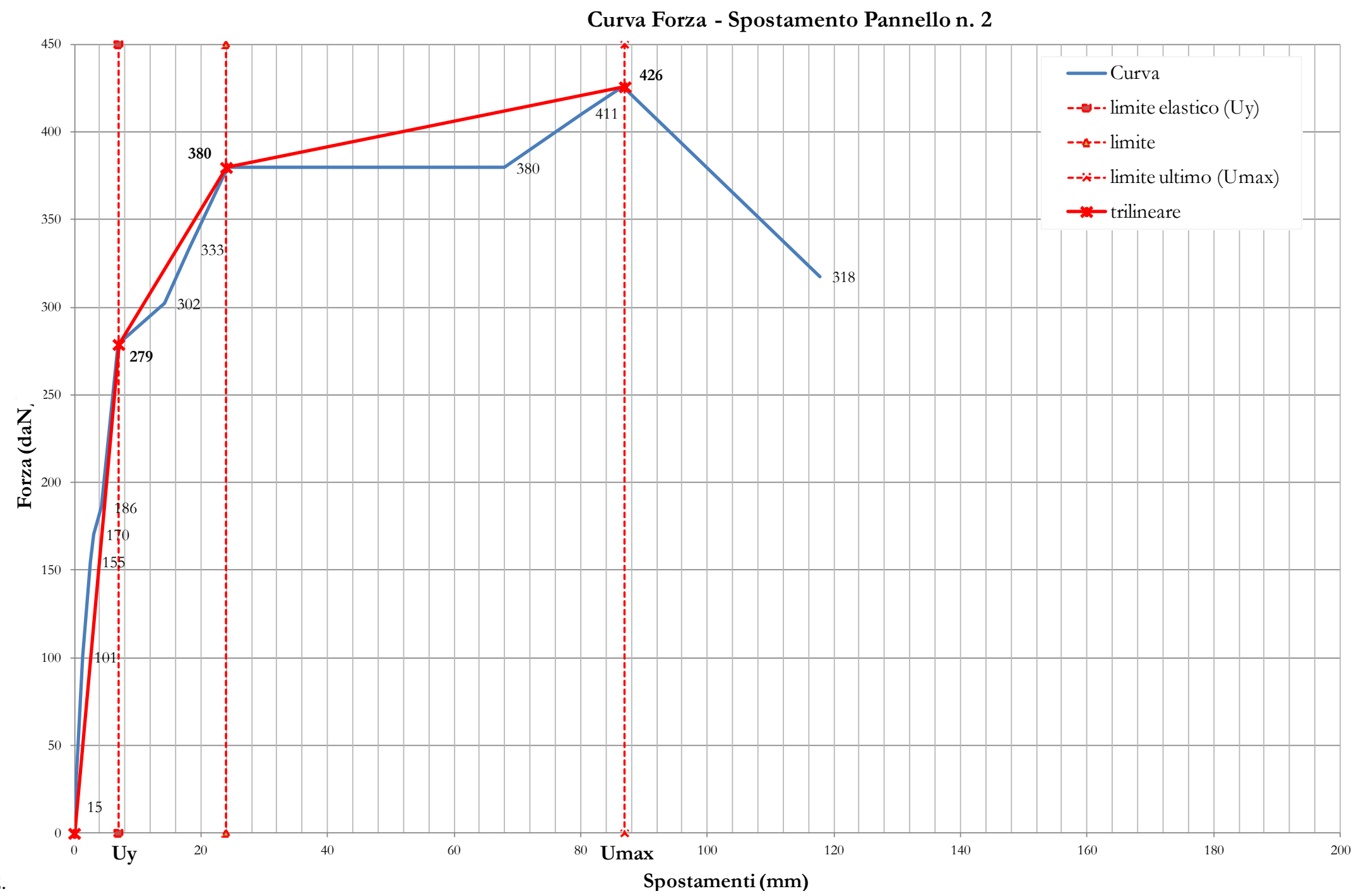


21. Test Ciclico Pannello n.3, dettaglio fase a ribaltamento;
22. Test Ciclico Pannello n.4.

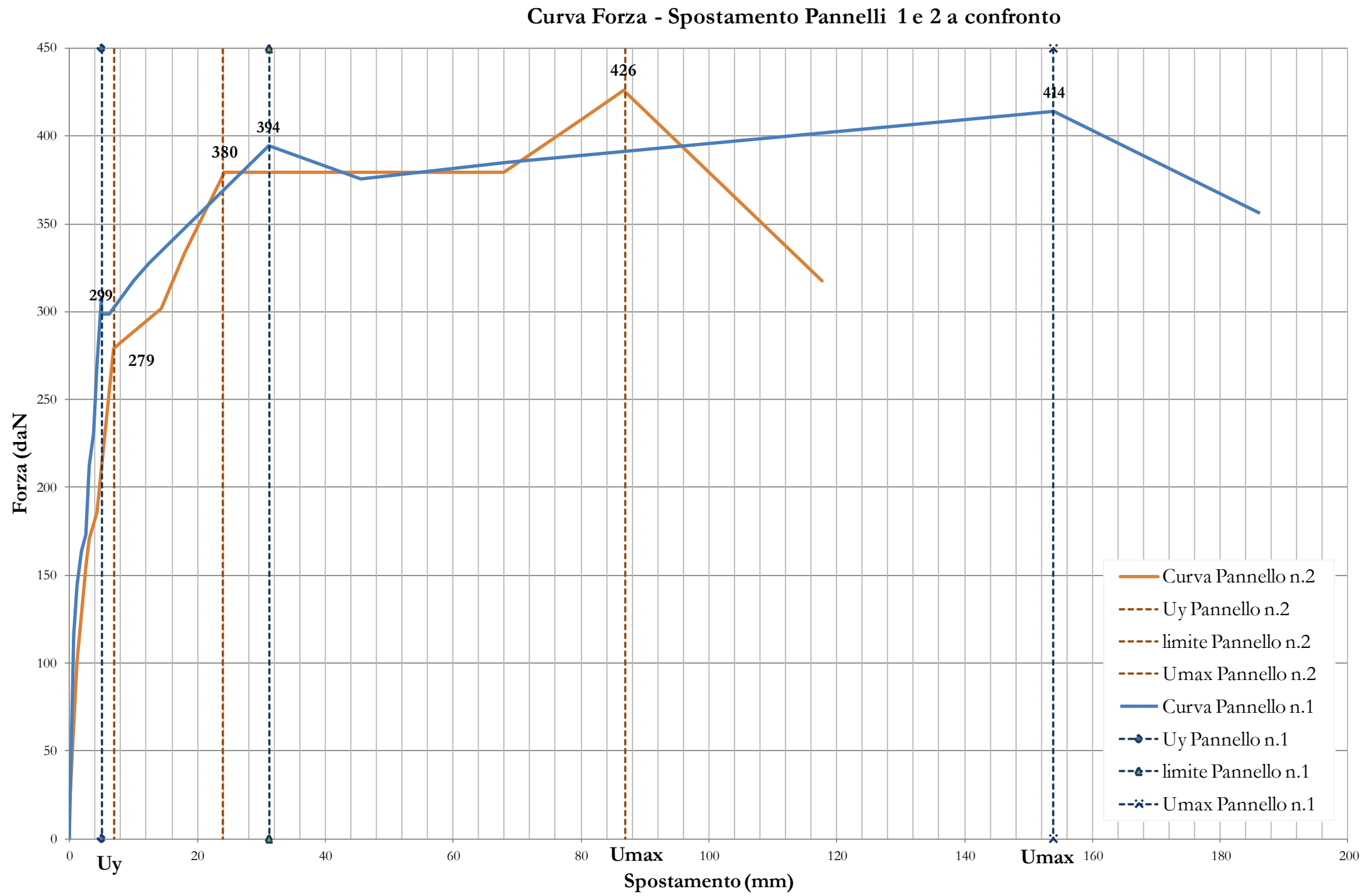
1.

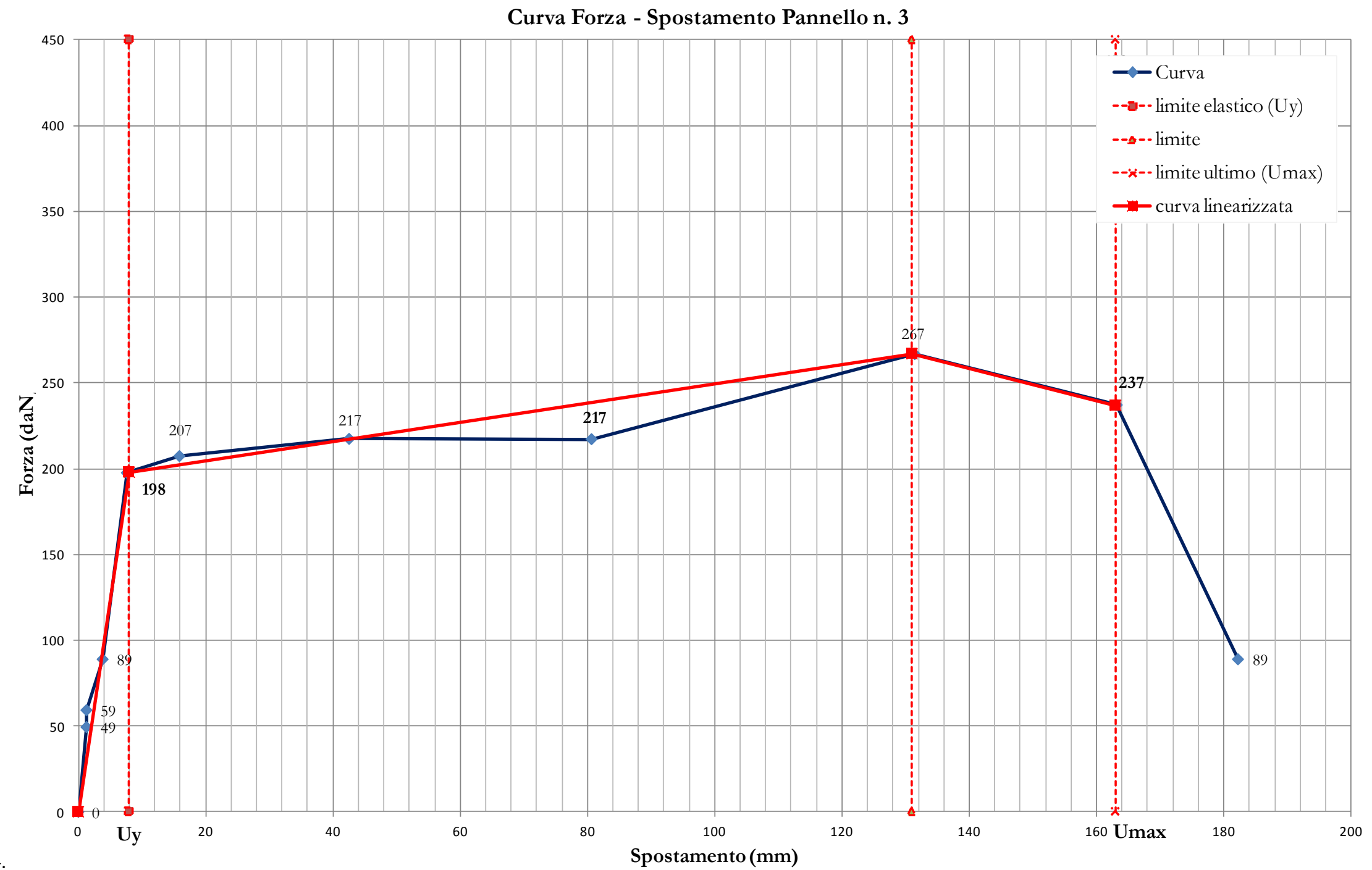


2.

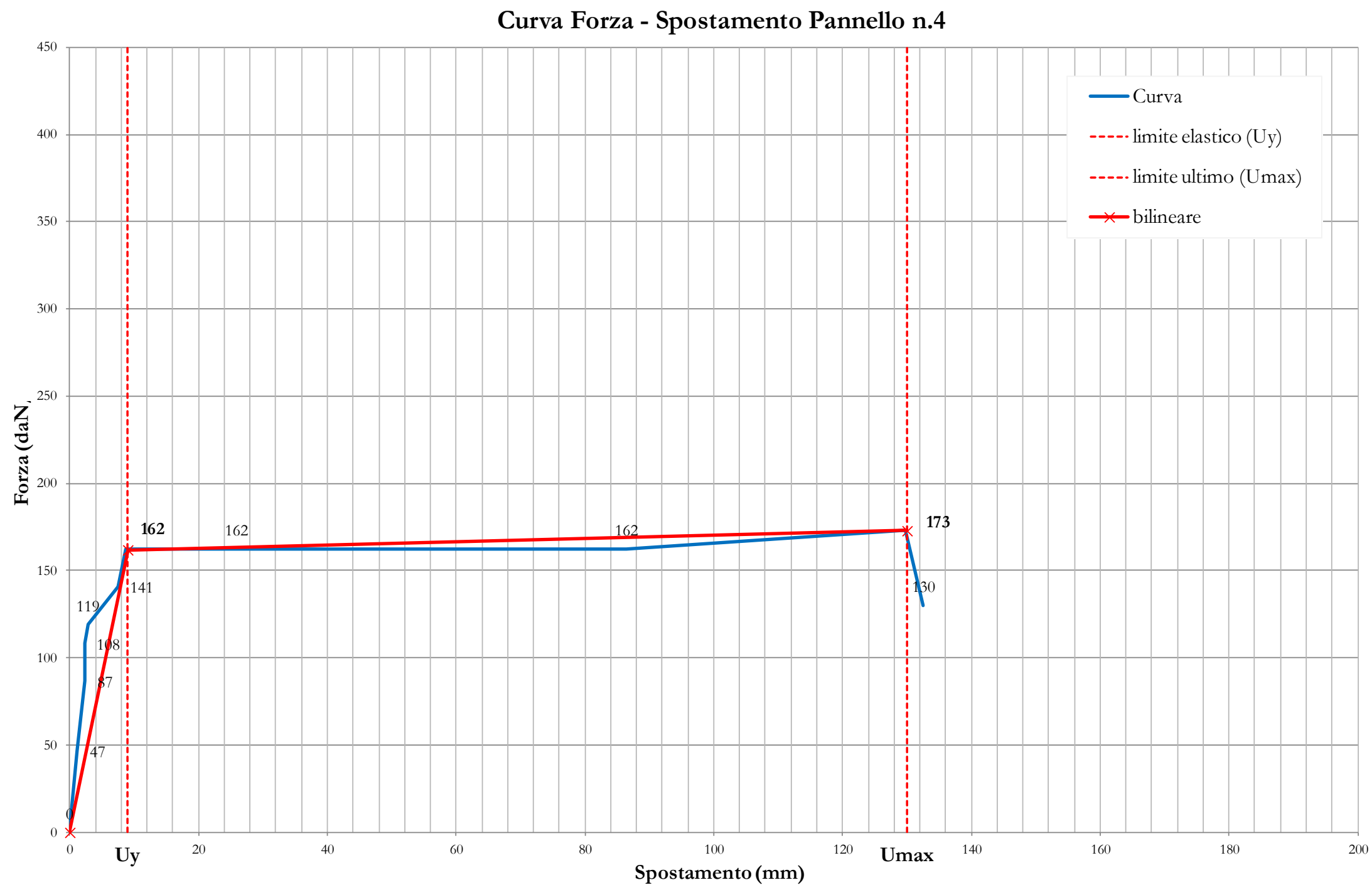


3.

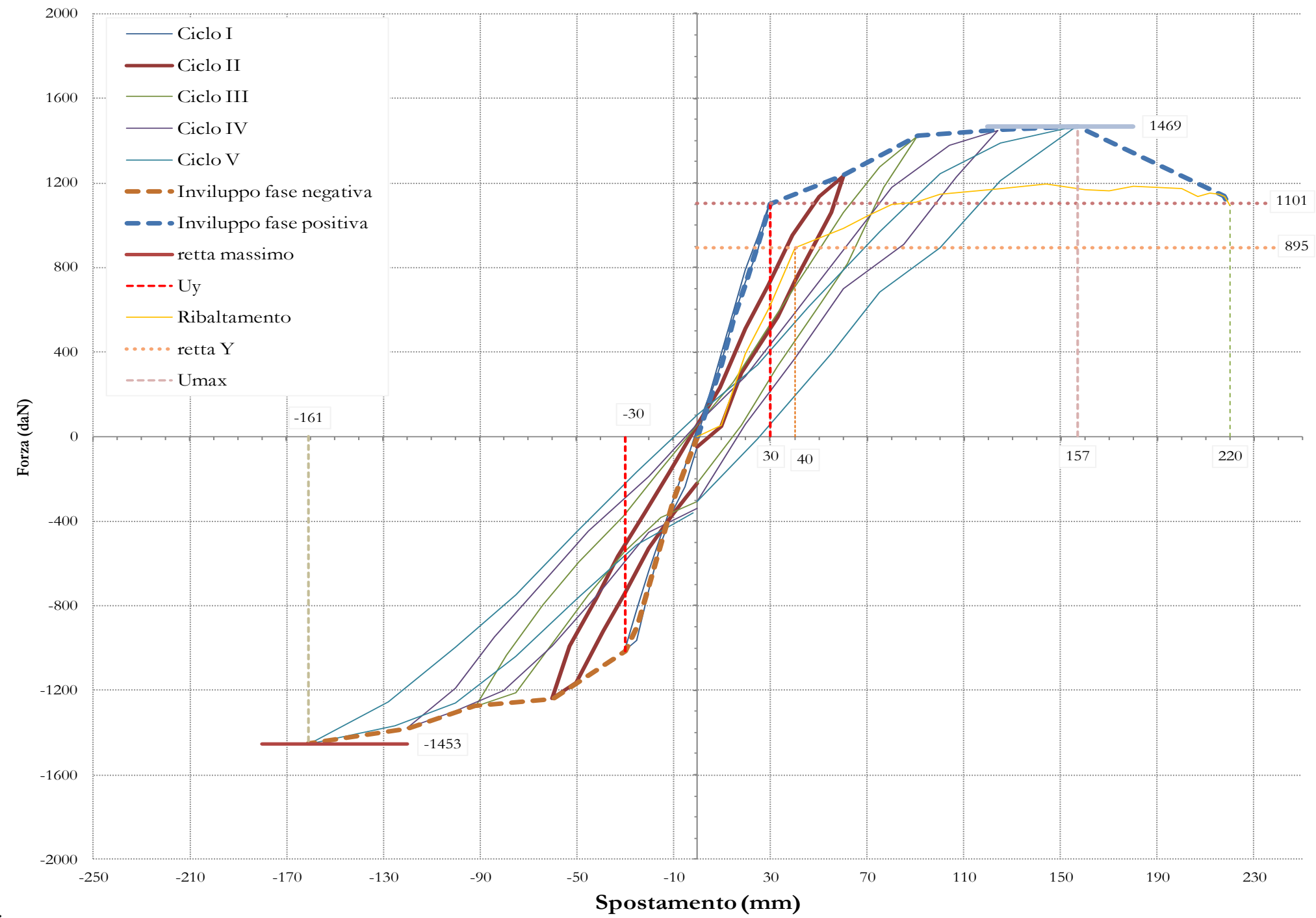




4.

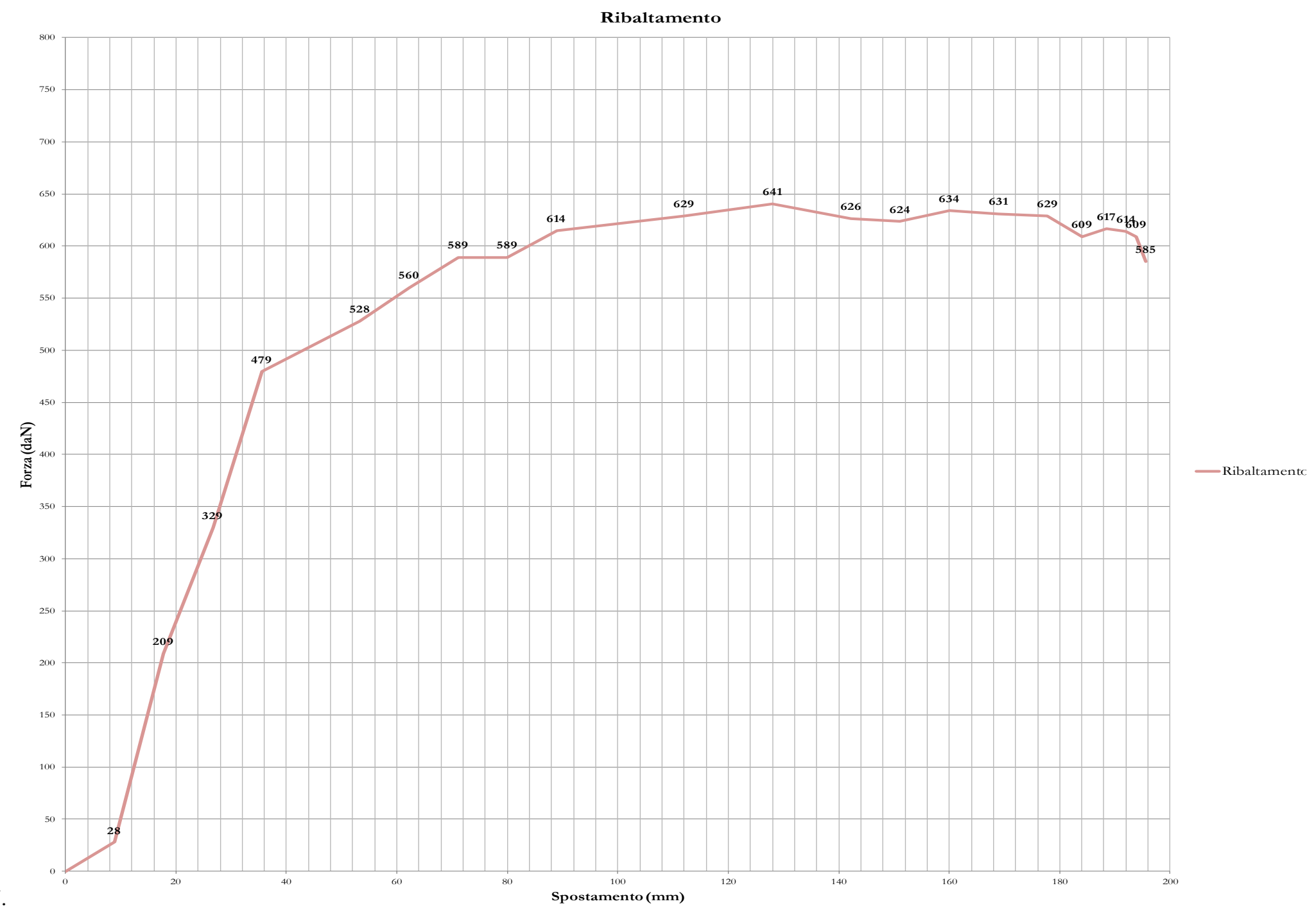


5.

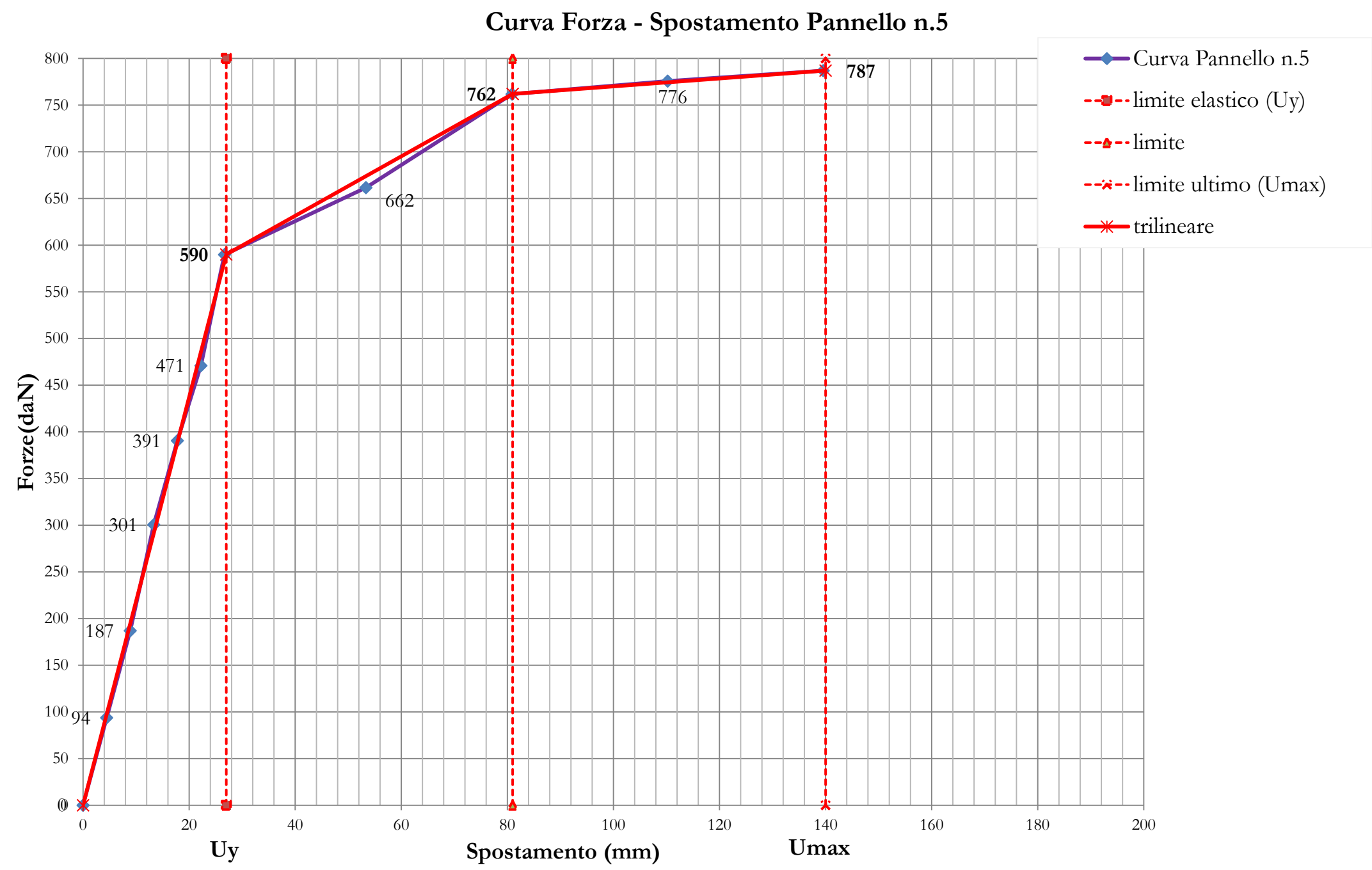


6.

7.



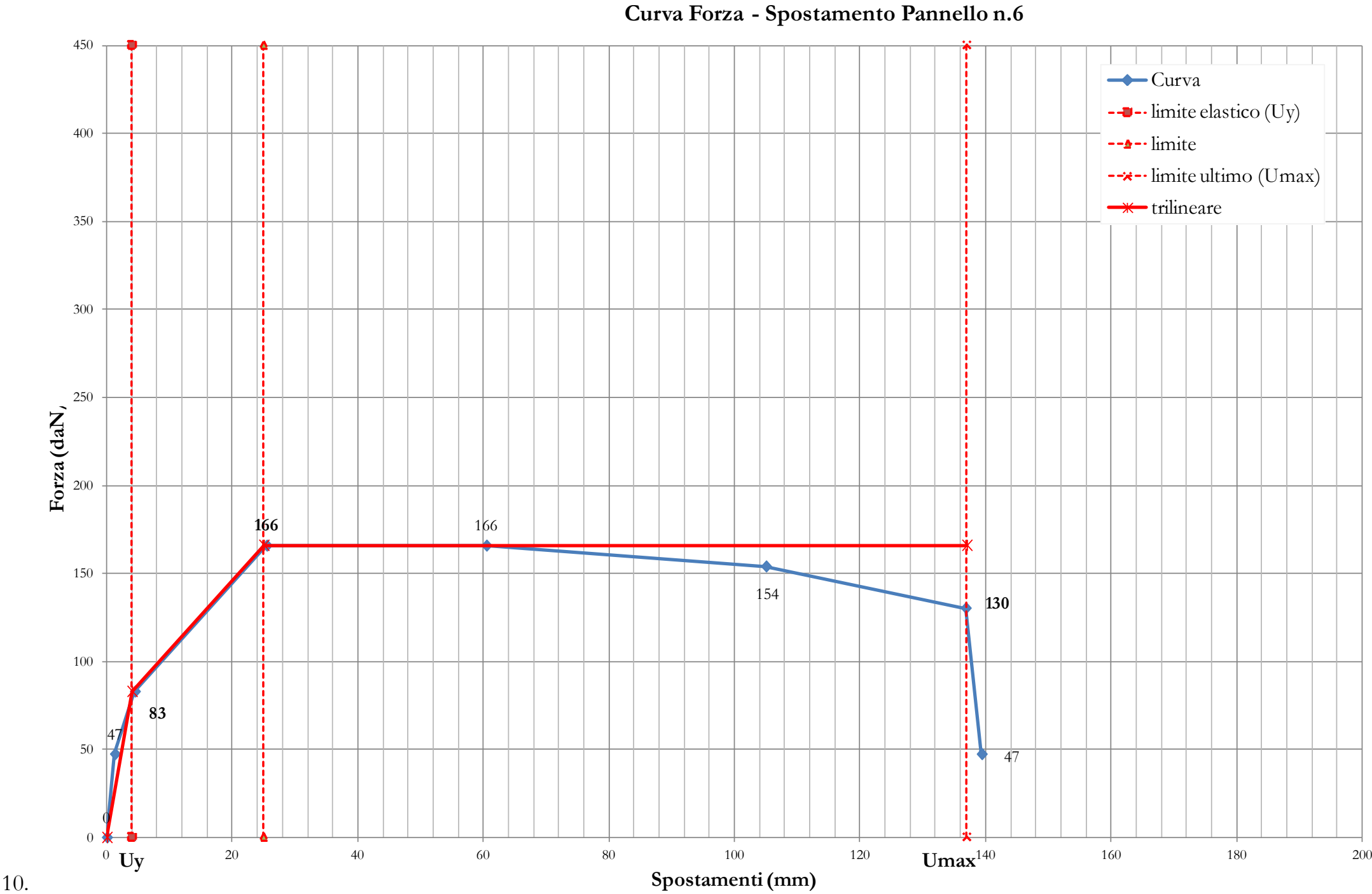


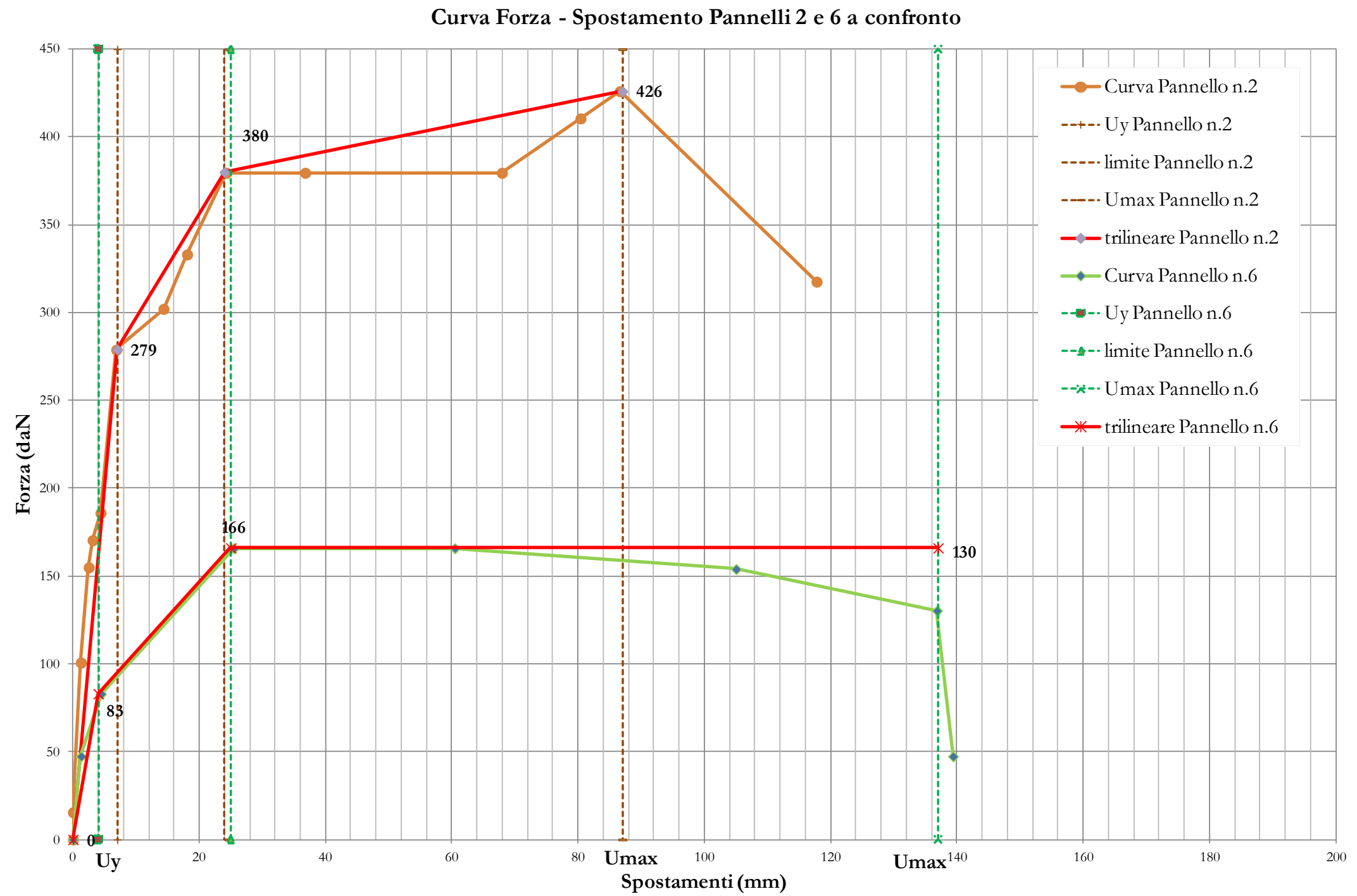


8.



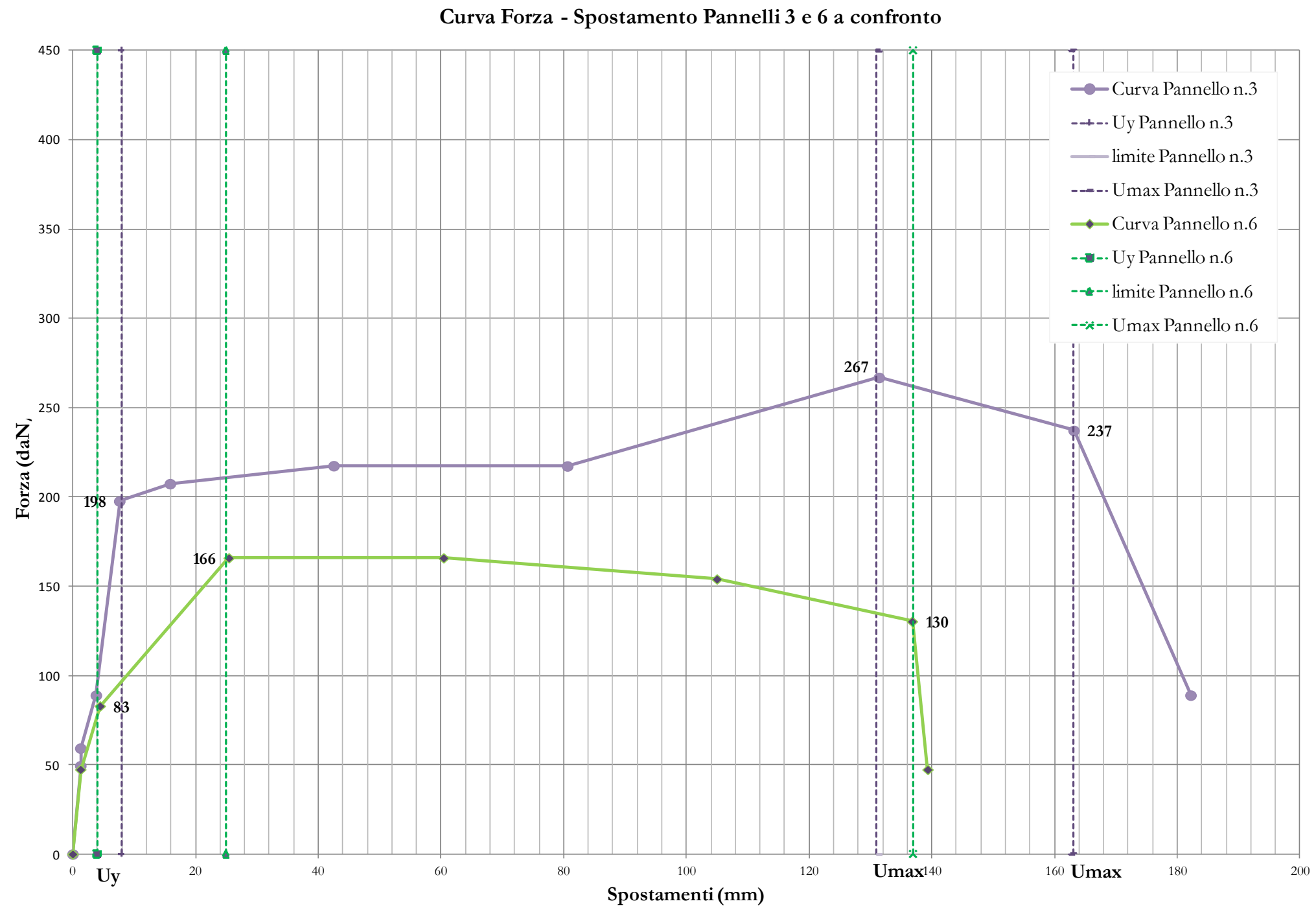
9.

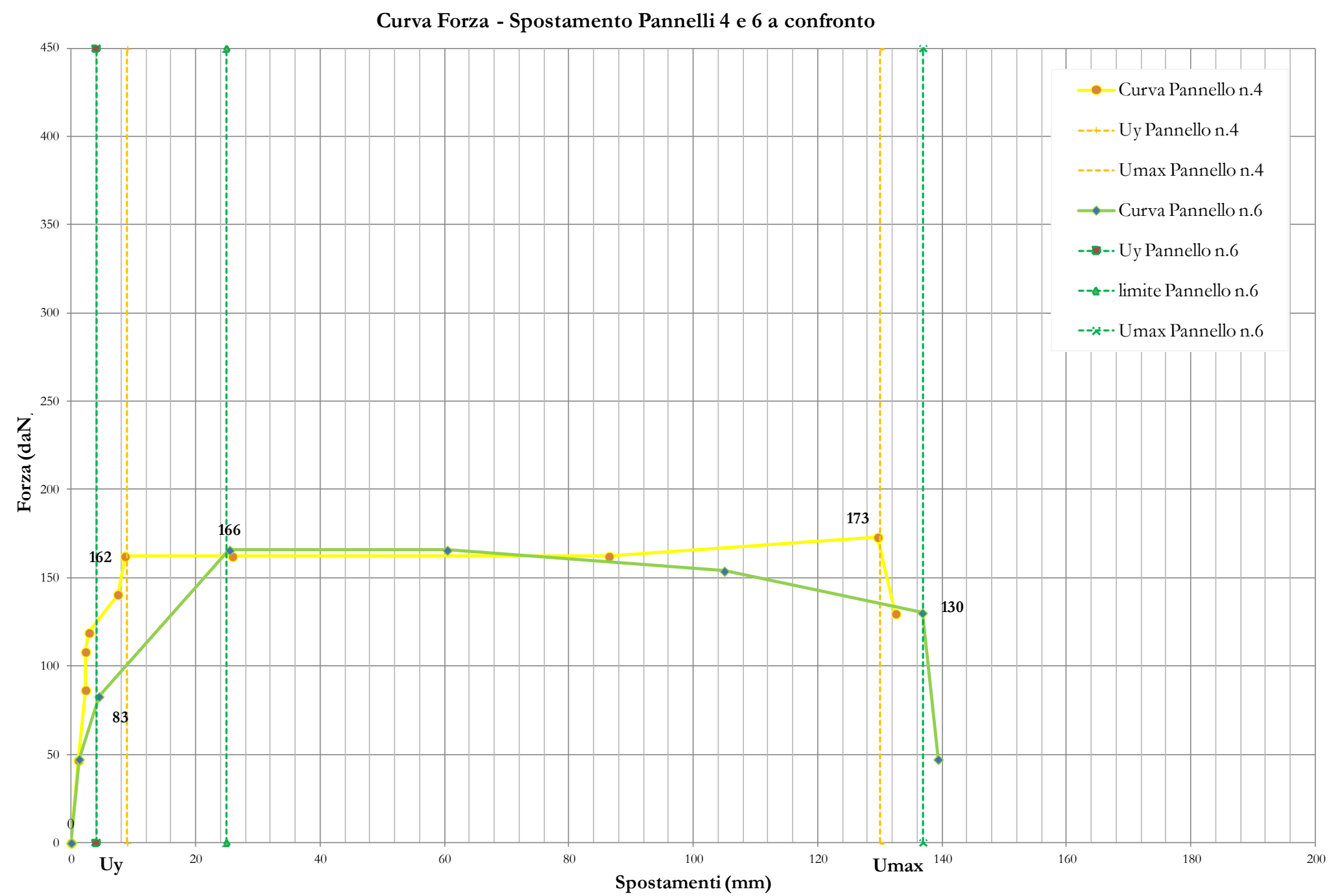




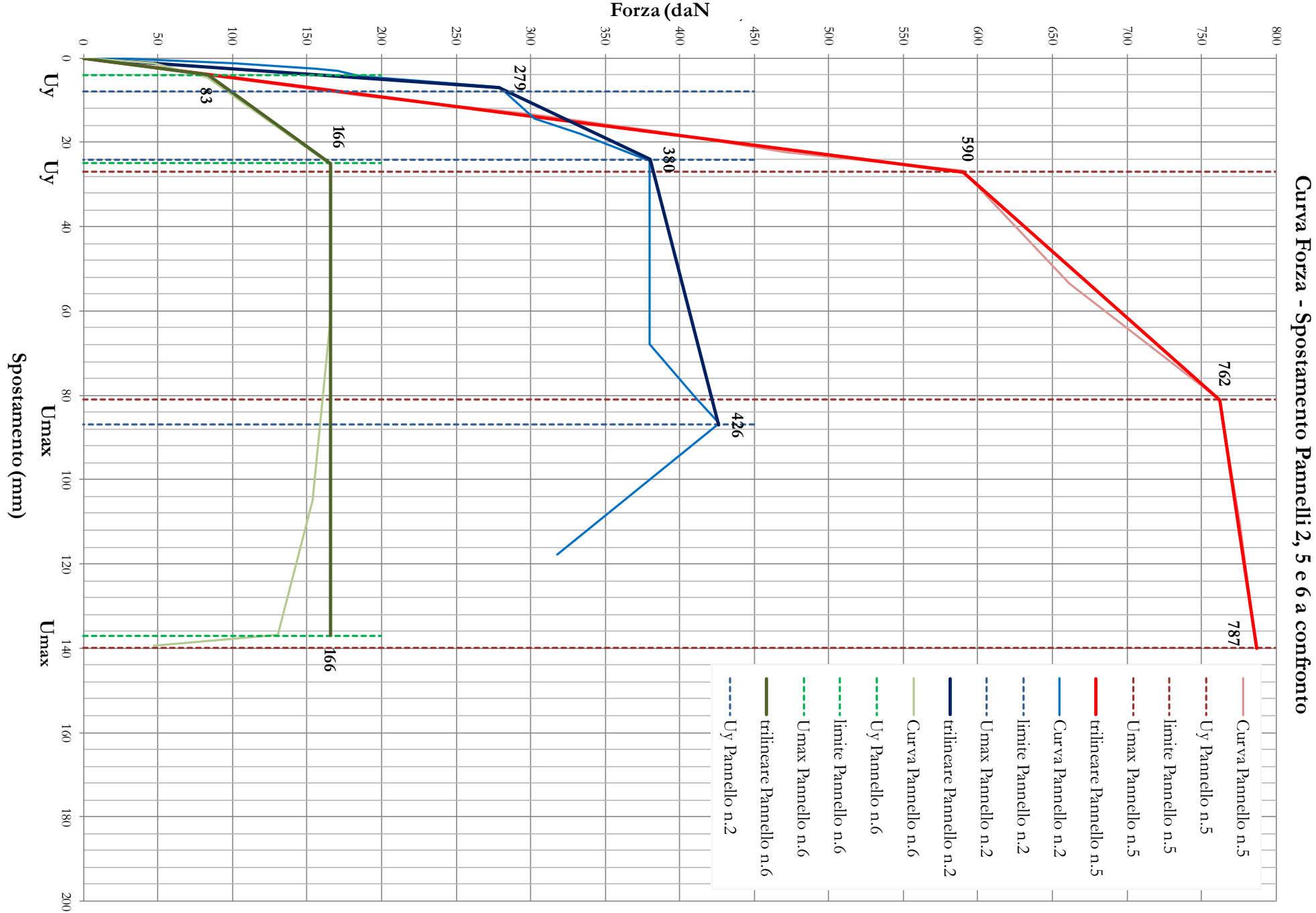
11.

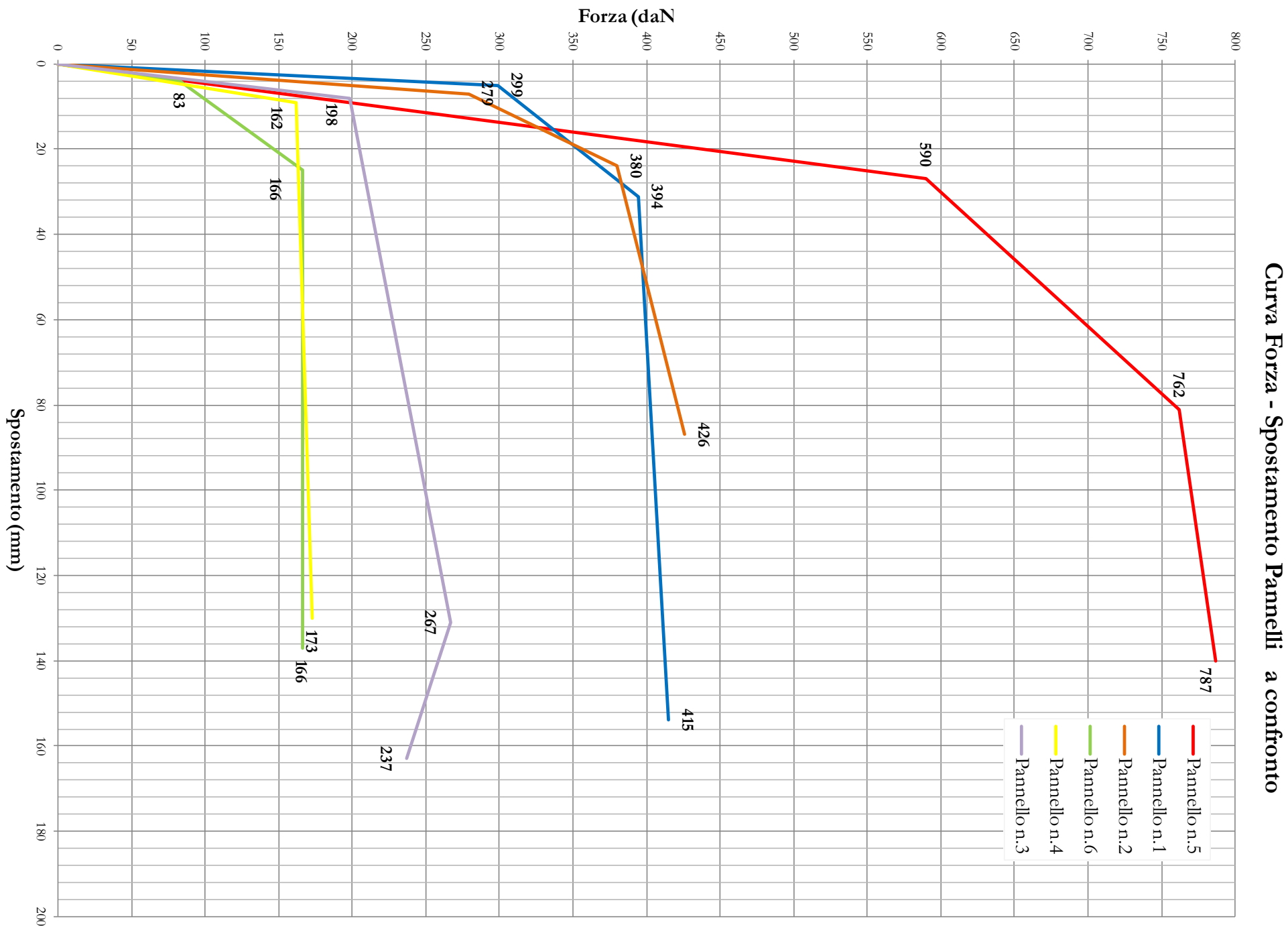
12.



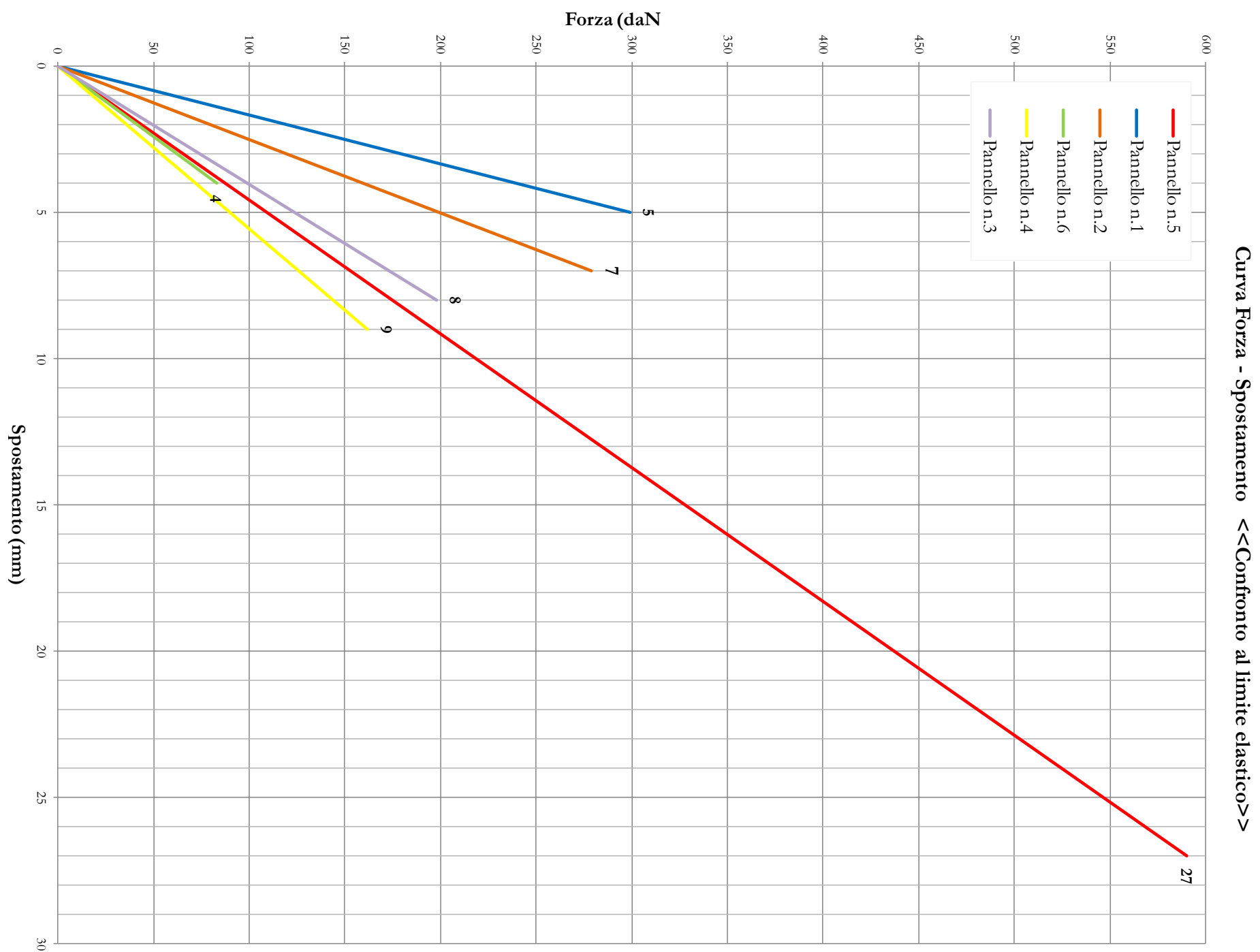


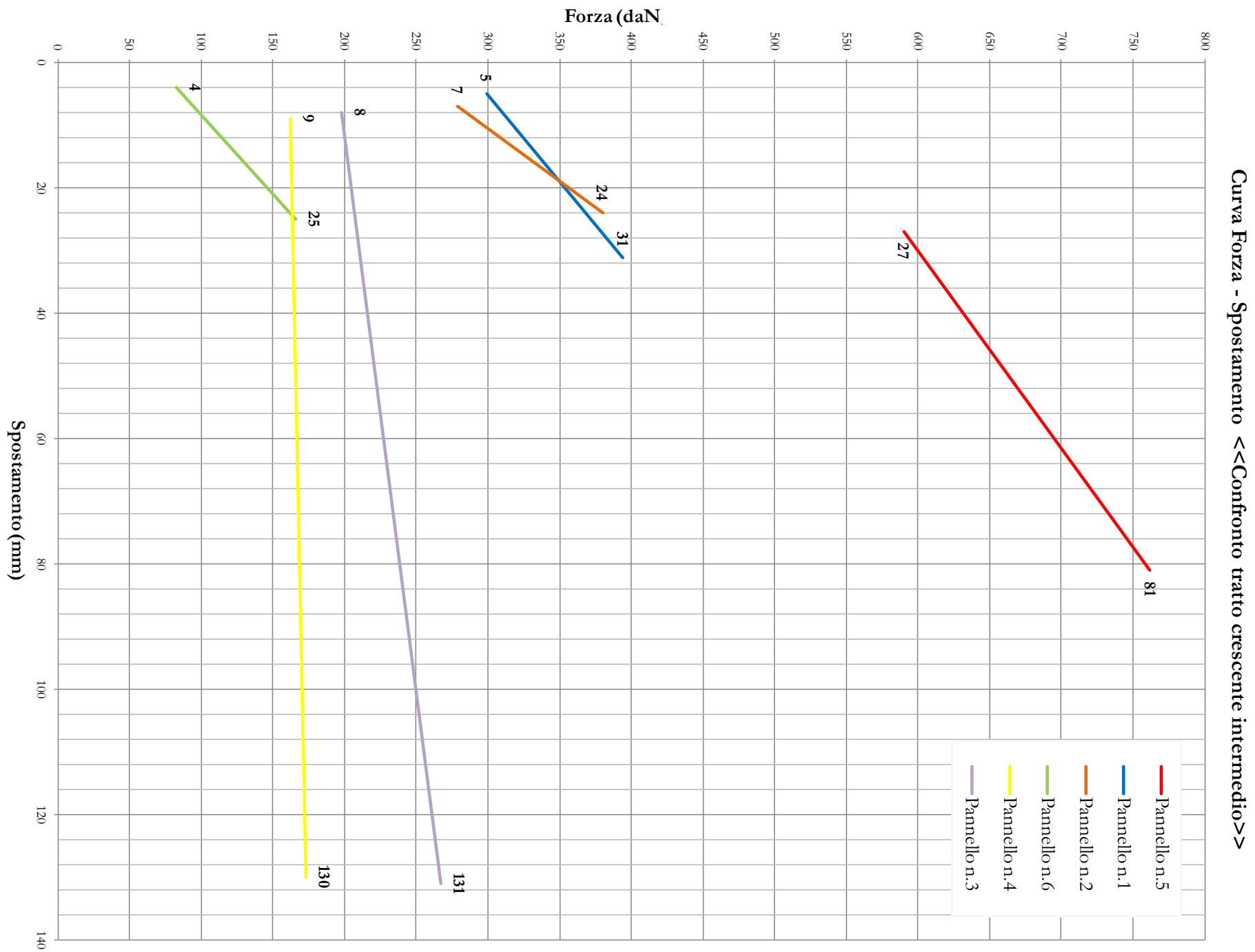
13.

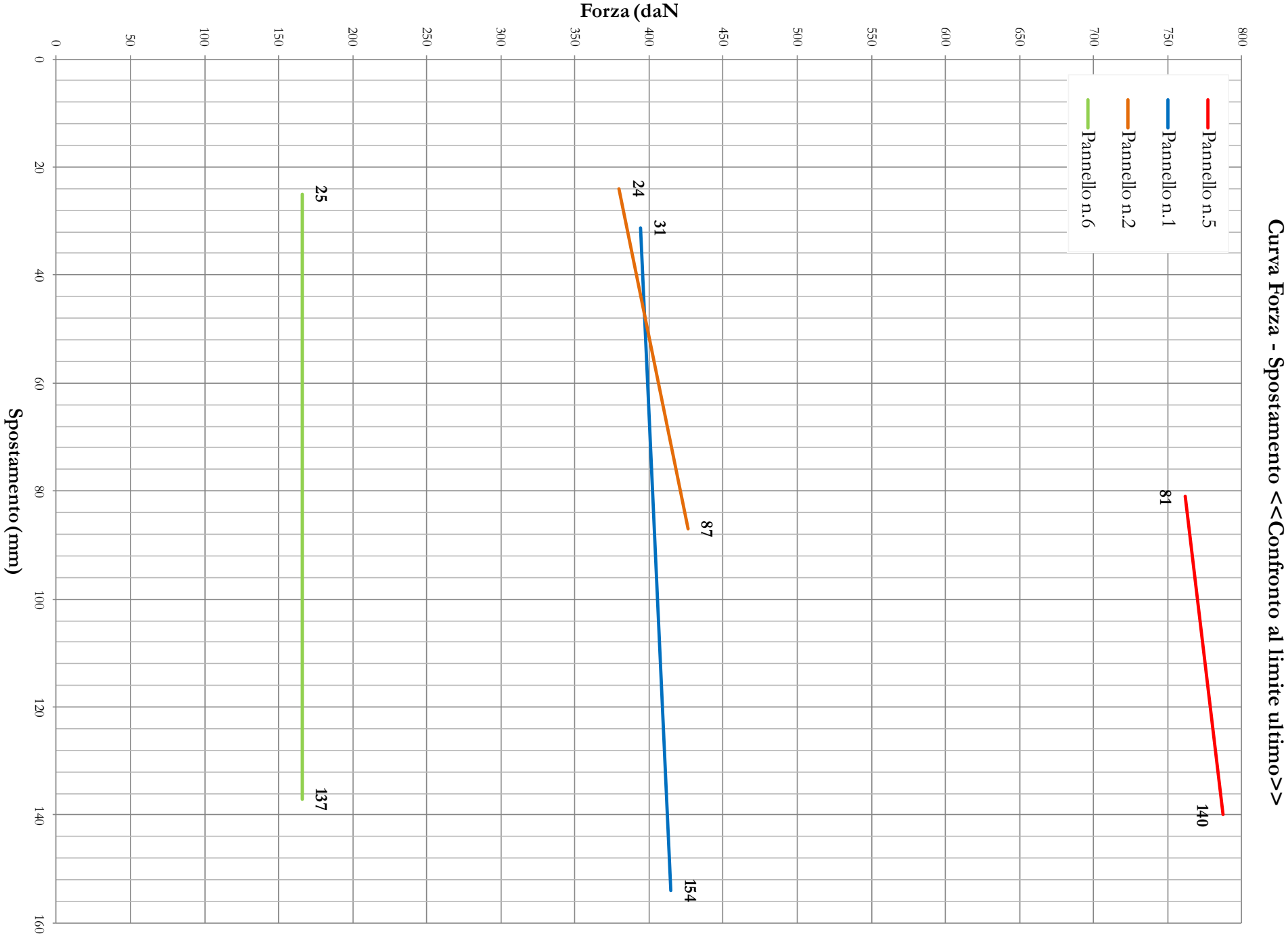


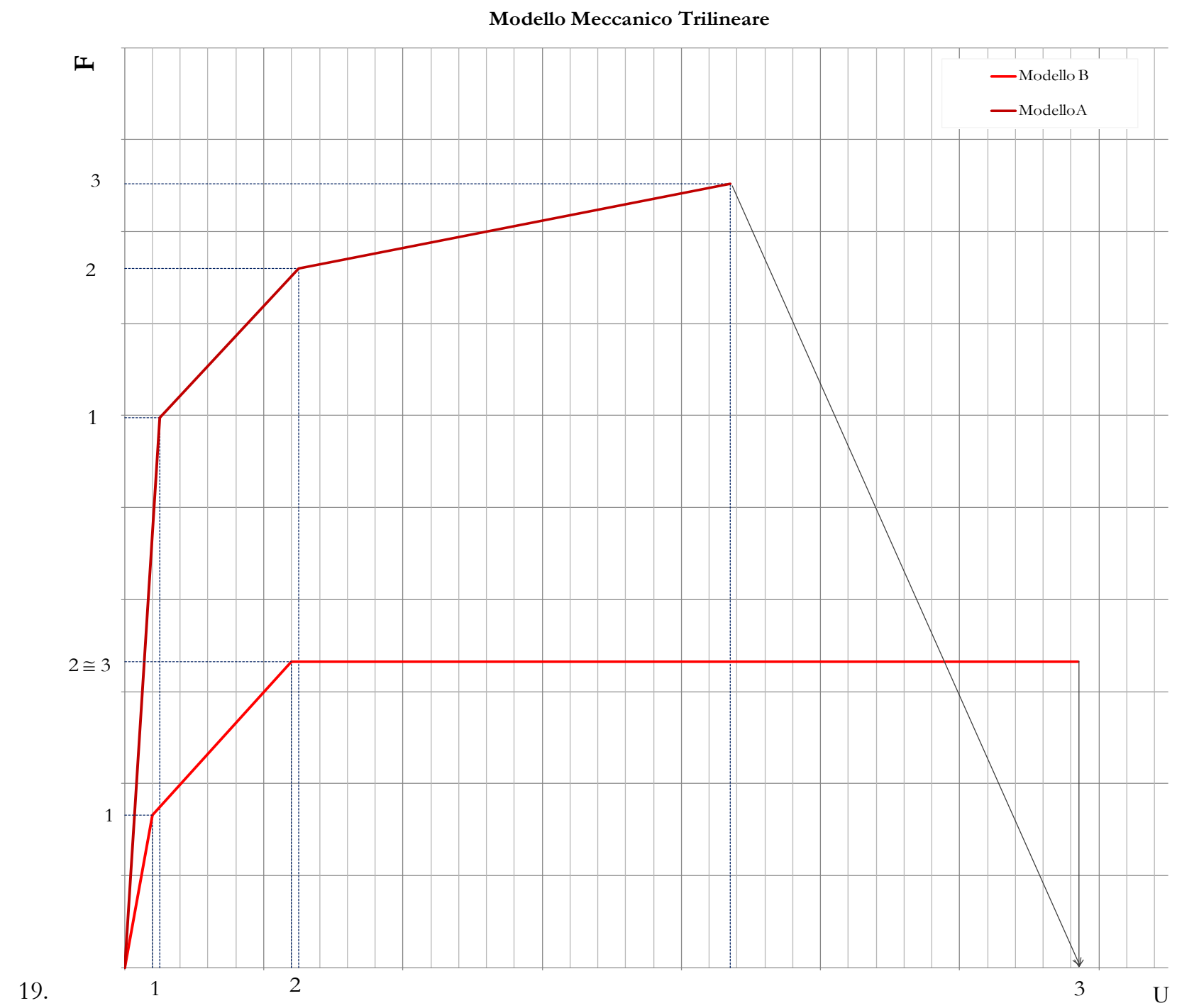


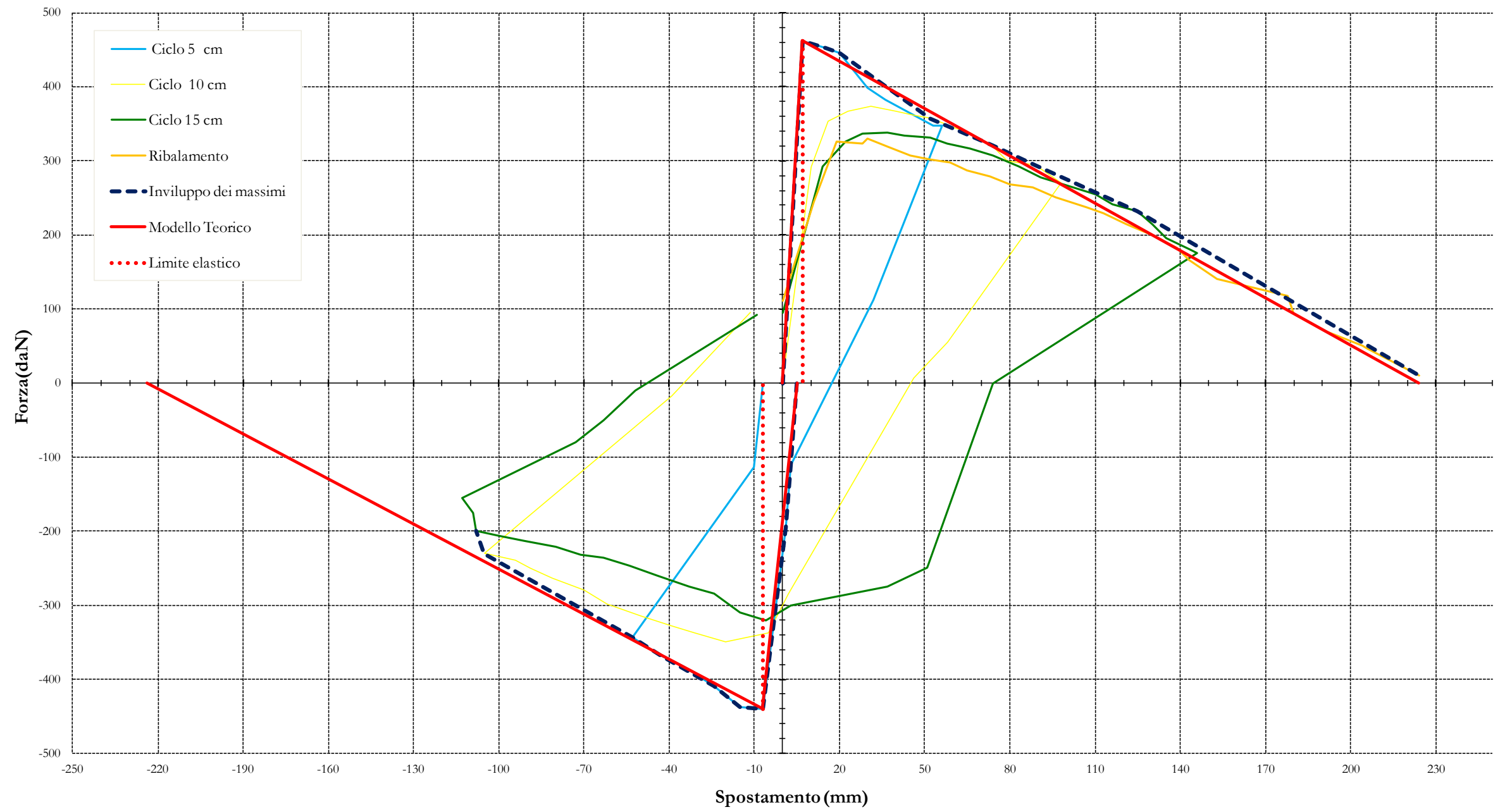




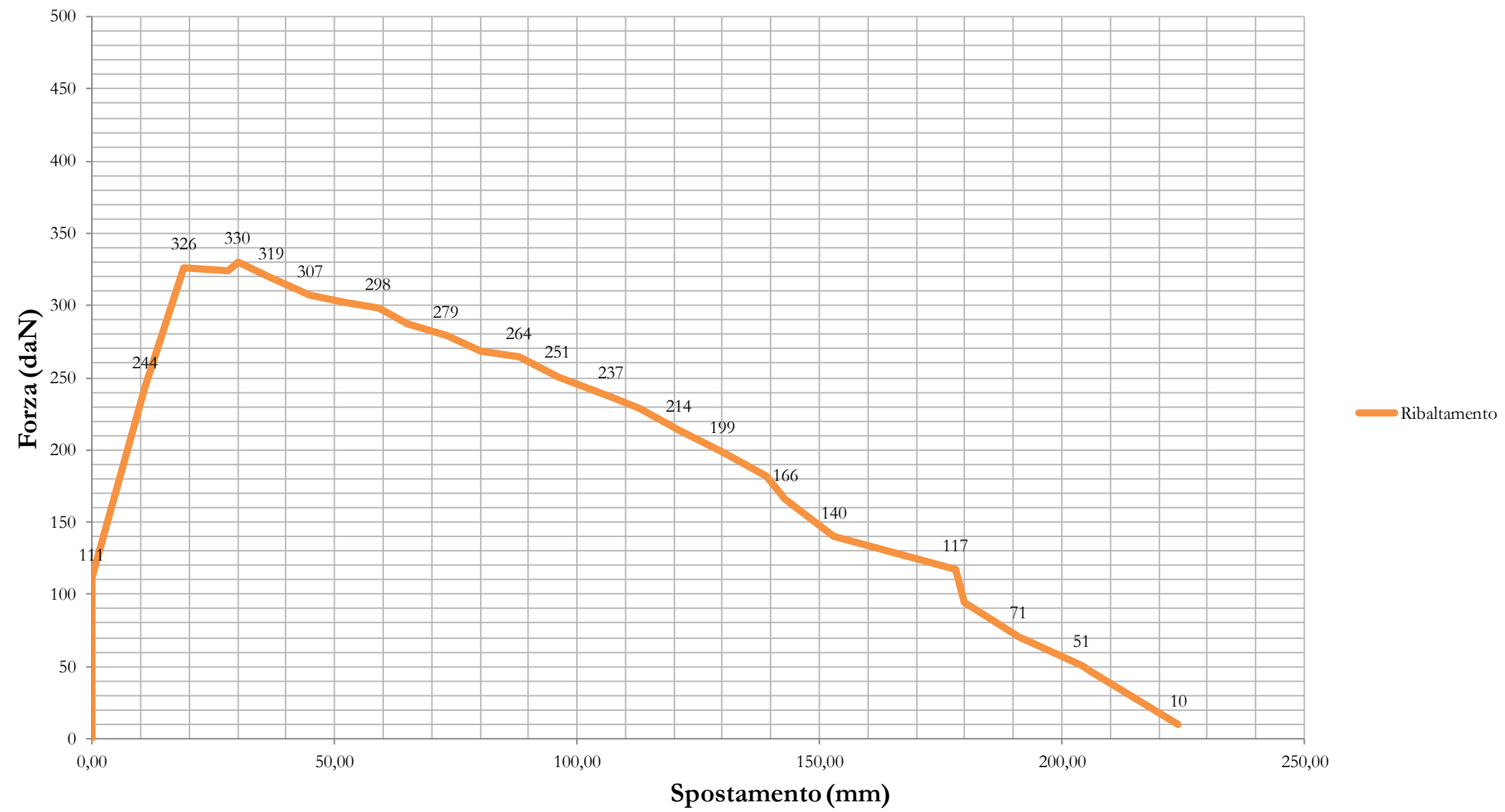


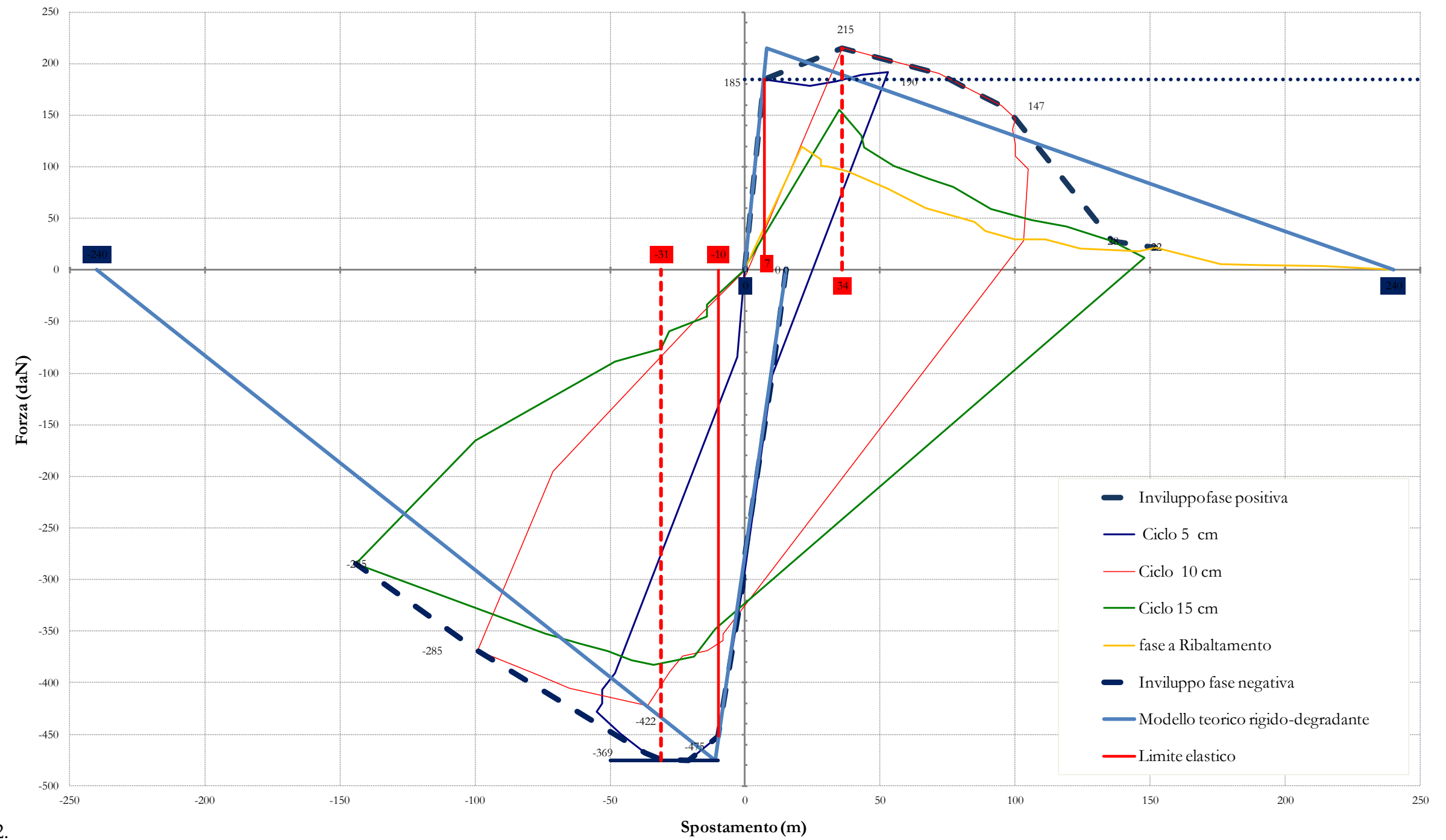






20.





22.